



Sofia Valverde Lopes

Licenciada em Ciências da Engenharia Civil

**Estudo do comportamento e modelação
de argilas da encosta de Monte Gordo,
Vila Franca de Xira**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Orientadora: Investigadora Doutora Ana Maria Carvalho Pinheiro Vieira,
LNEC

Co-orientadora: Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana,
FCT-UNL

Júri:

Presidente:	Professor Doutor Corneliu Cismasiu
Arguente:	Professor Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão
Vogais:	Investigadora Doutora Ana Maria Carvalho Pinheiro Vieira Professora Doutora Maria Teresa Teles Grilo Santana



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro 2016



Sofia Valverde Lopes

Licenciada em Ciências da Engenharia Civil

Estudo do comportamento e modelação de argilas da encosta de Monte Gordo, Vila Franca de Xira

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil no Ramo de Geotecnia pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre a FCT/UNL e o LNEC



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro 2016

Estudo do comportamento e modelação de argilas da encosta de Monte Gordo, Vila Franca de Xira

Copyright © Sofia Valverde Lopes, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

À Professora Teresa Santana que, como co-orientadora, disponibilizou grande parte do seu tempo para acompanhar este trabalho com muito empenho e interesse. Agradeço a motivação, os conselhos e conhecimentos transmitidos da sua parte ao longo do meu percurso académico.

Agradeço à minha orientadora Eng^a Ana Vieira pelo seu apoio, disponibilidade e experiência.

Um especial agradecimento à Investigadora Laura Caldeira pela oportunidade para realizar este projeto em conjunto com a instituição LNEC.

Um agradecimento à equipa do laboratório do Departamento de Geotecnia do LNEC por toda a ajuda e empenho prestados, em especial ao Coordenador Técnico, o Sr. António Cardoso, e à Técnica Superior Amélia Reis.

Ao meu colega, Eng^o João Figueira, pelos conselhos e ajuda que sempre disponibilizou ao longo do meu trabalho pelo LNEC.

À Câmara Municipal de Vila Franca de Xira que possibilitou a realização deste estudo.

Às minhas amigas e colegas, Cláudia Manco, Marta Monteverde e Ana Margarida Marques, que me acompanham desde sempre, agradeço os vossos conselhos e amizade, e ao meu namorado Daniel Lourenço pela motivação e carinho.

Um especial agradecimento a toda a minha família pelo incentivo e apoio incondicional, e aos meus pais, pela oportunidade que me proporcionaram.

Resumo

O estudo do comportamento e o controlo de segurança das obras geotécnicas têm na sua base uma caracterização cada vez mais aprofundada do comportamento dos solos, sendo uma área de intensa investigação da Engenharia Civil. Este estudo passa pela realização de ensaios de laboratório e de campo. Dada a complexidade do comportamento de um solo, cada estudo é singular e diferente de todos os outros já realizados. Para além da realização de ensaios e observação de obras, estes estudos envolvem por vezes a simulação numérica do comportamento observado nos mesmos, o que visa permitir ao Engenheiro Civil avaliar o comportamento das obras geotécnicas. Existem atualmente diversos softwares comerciais, para estudos numéricos através de programas de elementos finitos, como o *Plaxis* (utilizado nesta dissertação), que possibilitem o uso de diferentes modelos constitutivos que, pela sua definição matemática, reproduzem alguns dos aspetos mais relevantes do comportamento dos solos. Constituem assim ferramentas importantes no estudo do comportamento dos solos e das obras geotécnicas.

O objetivo principal desta dissertação é a caracterização de uma formação argilosa ocorrente na zona de Monte Gordo, em Vila Franca de Xira. Esta formação argilosa esteve na base de um processo de instabilização de um talude local. A definição das soluções de estabilização para o talude passou pela recolha de material na zona através de amostragem em furos de sondagem. Neste trabalho apresentam-se e analisam-se os resultados obtidos nos ensaios de laboratório (ensaios de identificação, triaxiais e edométricos) efetuados sobre estas amostras. Para complementar este estudo foi elaborada uma análise de modelação numérica com diferentes modelos constitutivos onde se tentou reproduzir o comportamento obtido em laboratório.

Abstract

The study of the behavior, the design and the safety control of geotechnical works are based on a proper characterization of soil behavior which is a theme of intense research in Civil Engineering, namely on the domain of Geotechnical Engineering. The study of soil behavior is mostly based on laboratory and in situ tests. Given the complexity of soil behavior, each study is unique and different from all the others already made. Generally, an adequate soil characterization is not only supported by a set of different tests, but also from numerical simulations of the observed behavior of the soils tests. Several commercial numerical codes are available nowadays, using numerical methods like the finite element method such is the case of Plaxis (used in this dissertation) which enable the use of different constitutive soil models. Each model is based on a series of assumptions traduced by mathematical expressions which intend to simulate the most relevant aspects of soil behavior. Such numerical codes represent important tools for the study of soil behavior and of geotechnical works.

The main purpose of this dissertation is the characterization of a clay formation located in the area of Monte Gordo, Vila Franca de Xira. This clay formation is on the basis of an instability process of a local slope. To support the studies and the design of the reinforcement solutions for the slope, geotechnical characterization works were carried out in a previous stage. These works included the extraction of soil samples from boreholes. In the thesis are presented and analyzed the results obtained in the laboratory tests (identification tests, triaxials and oedometrics) carried out on these samples. Numerical simulations of the triaxial tests were performed to complement the study. Different constitutive models were used in attempting to reproduce the behavior obtained in the laboratory tests.

Índice

1 Introdução.....	1
1.1 Considerações introdutórias.....	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Estrutura da dissertação	2
2 Estado da arte	3
2.1 Considerações iniciais	3
2.2 Solos argilosos. Génese e comportamento	4
2.2.1 Características gerais dos solos argilosos	4
2.2.2 Comportamento mecânico das argilas	4
2.3 Modelação matemática e numéricas de argilas. Modelos constitutivos	7
2.3.1 Modelo Mohr-Coulomb	7
2.3.2 Modelo Hardening Soil.....	9
2.3.3 Modelo Cam-Clay Modificado	12
3 Estudo de caracterização laboratorial das argilas de Monte Gordo, Vila Franca de Xira.....	15
3.1 Considerações iniciais	15
3.2 Caso de estudo: A encosta de Monte Gordo, Vila Franca de Xira	16
3.2.1 Enquadramento geral	16
3.2.2 Características geológicas do local	18
3.3 Recolha e preparação do material ensaiado.....	19
3.4 Identificação e classificação	22
3.5 Ensaio edométrico	24
3.5.1 Descrição do ensaio	24
3.5.2 Curvas de Compressão e Parâmetros de consolidação	25
3.5.3 Tensão de pré-consolidação σ'_P e grau de sobreconsolidação OCR	27
3.6 Ensaio triaxial.....	31
3.6.1 Descrição e equipamento de ensaio	31

3.6.2 Montagem dos provetes e procedimento de ensaio.....	31
3.6.3 Apresentação dos resultados	33
3.6.4 Determinação da permeabilidade k	38
3.6.5 Parâmetros de resistência	41
3.6.6 Resistência no estado crítico	42
3.6.7 Análise da sobreconsolidação	43
3.7 Análise global dos resultados	46
4 Modelação numérica do comportamento dos provetes triaxiais ensaiados	47
4.1 Considerações iniciais. O programa <i>Plaxis</i>	47
4.2 Parâmetros de resistência e parâmetros elásticos dos modelos em estudo	48
4.2.1 Parâmetros do Modelo <i>Mohr-Coulomb</i>	48
4.2.2 Parâmetros do Modelo <i>Hardening Soil</i>	50
4.2.3 Parâmetros do Modelo <i>Cam-Clay Modificado</i>	52
4.3 Etapas da modelação dos ensaios triaxiais	53
4.4 Apresentação e análise dos resultados	55
4.4.1 Resultados da modelação pelo modelo <i>Mohr-Coulomb</i>	55
4.4.2 Resultados da modelação pelo modelo <i>Hardening Soil</i>	58
4.4.3 Resultados da modelação pelo modelo <i>Cam – Clay Modificado</i>	60
4.5 Apreciação global dos resultados	63
5 Apreciações e considerações finais.....	65
Bibliografia	69
Anexo A	71
Anexo B	77
Anexo C	79
Anexo D	81

Índice de Figuras

Figura 2. 1 : Relação tensão-deformação em comparação com as curvas deformação volumétrica - deformação axial para ensaios triaxiais consolidados drenados (Adaptado de Schädlich e Schweiger, 2014).....	5
Figura 2. 2 : Trajetórias de tensões para os comportamentos drenado e não drenado (Adaptado de Schädlich e Schweiger, 2014)	6
Figura 2. 3: Representação do modelo elasto-plástico (Adaptado de Plaxis, 2015).	7
Figura 2. 4: Superfície de cedência do Modelo <i>Mohr-Coulomb</i> no espaço das tensões principais ($c=0$) (Plaxis, 2015).....	8
Figura 2. 5: Relação hiperbólica entre a tensão deviatórica e a deformação vertical para ensaios triaxiais convencionais drenados (Adaptado de Schanz et al, 1999).....	9
Figura 2. 6: Superfície de cedência do modelo <i>Hardening Soil</i> no plano $p - q$	11
Figura 2. 7: Superfície de cedência do Modelo <i>Hardening Soil</i> no espaço das tensões principais (Plaxis, 2015).	11
Figura 2. 8: Função de limite elástico no plano $p' - q$ ($f=0$) no modelo <i>Cam-Clay Modificado</i> (Camacho e Reyes, 2005).....	12
Figura 3. 1: Localização da Encosta de Monte Gordo, Vila Franca de xira.....	16
Figura 3. 2: Disposição dos Blocos de edifícios afetados.	16
Figura 3. 3: Fendas na estrada existente no tardoz dos blocos de edifícios (LNEC, 2013)	17
Figura 3. 4: a) Pormenor da junta de dilatação entre os lotes 1 e 2 do Bloco B; b)/c) Danos na fachada do lote 1 (LNEC, 2013).	17
Figura 3. 5 :Localização das sondagens relaizadas em campo.....	19
Figura 3. 6: Preparação das amostras 5089 e 5129.	21
Figura 3. 7: Pormenor do material ensaiado das amostras 5089 e 5129.	21
Figura 3. 8: Resultados da análise granulométrica das amostras 5069, 5085, 5089 e 5129.....	22
Figura 3. 9 : Representação das amostras na carta de plasticidade.	23
Figura 3. 10 : Equipamento utilizado no laboratório do LNEC para os ensaios edométricos.....	24
Figura 3. 11 : Curvas de compressão das amostras 5069, 5085, 5128 e 5129.	26
Figura 3. 12 : Representação do método simplificado para obter a tensão de pré-consolidação.28	
Figura 3. 13 : Determinação da tensão de pré-consolidação das amostras 5069, 5085, 5128 e 5129.	29
Figura 3. 14 : Representação dos equipamentos utilizados para realização dos ensaios triaxiais no LNEC.	31
Figura 3. 15 : Montagem das amostras na câmara triaxial: a) Pesagem do provete; b) Colocação das placas porosas nas extremidades do provete; c) Colocação da membrana; d) Colocação dos anéis de borracha para fixação da membrana; e) Enchimento da câmara de triaxial.	32
Figura 3. 16: Resultados dos ensaios triaxiais $\epsilon_a - q$ e $\epsilon_a - u$ para todas as amostras ensaiadas.35	
Figura 3. 17: Resultados dos ensaios triaxiais $p' - q$	36
Figura 3. 18: Rotura dos provetes da amostra 5089.	37
Figura 3. 19: Rotura dos provetes da amostra 5129.	37
Figura 3. 20: Evolução da deformação volumetrica na fase de consolidação das amostras 5089P1 e 5089P3.....	39
Figura 3. 21: Compressão isotrópica dos provetes 5089P1 e 5089P3.....	40

Figura 3. 22: Regressão aos pontos de tensão efetiva de chegada ao estado crítico para todas as amostras ensaiadas.	43
Figura 4. 1: Determinação do módulo de rigidez E_{50} para cada provete de ensaio triaxial da amostra 5085.	48
Figura 4. 2: Determinação do módulo de rigidez E_{50} para cada provete de ensaio triaxial da amostra 5129.	49
Figura 4. 3: Estimativa do parametro m através da avaliação da dependência de E_{50} com σ'_c	51
Figura 4. 4: Comparação entre compressão isotrópica e uniaxial (Adaptado de Antão, 2012). .	52
Figura 4. 5: a) Ilustração da geometria adotada para os provetes; b) Malha adotada para a modelação do comportamento dos provetes triaxiais.	54
Figura 4. 6: Fases de cálculo realizadas no programa <i>Plaxis</i> na simulação dos ensaios triaxiais.	55
Figura 4. 7: Resultados $q - \varepsilon_a$ e $u - \varepsilon_a$ da simulação pelo modelo <i>Mohr-Coulmb</i> para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.	56
Figura 4. 8: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo <i>Mohr-Coulmb</i> para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.	56
Figura 4. 9: Resultados $q - \varepsilon_a$ e $u - \varepsilon_a$ da simulação pelo modelo <i>Mohr-Coulmb</i> para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.	57
Figura 4. 10: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo <i>Mohr-Coulmb</i> para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.	57
Figura 4. 11: Resultados $q - \varepsilon_a$ e $u - \varepsilon_a$ da simulação pelo modelo <i>Hardening Soil</i> para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.	58
Figura 4. 12: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo <i>Hardening Soil</i> para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.	59
Figura 4. 13: Resultados $q - \varepsilon_a$ e $u - \varepsilon_a$ da simulação pelo modelo <i>Hardening Soil</i> para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.	59
Figura 4. 14: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo <i>Hardening Soil</i> para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.	60
Figura 4. 15: Resultados $q - \varepsilon_a$ e $u - \varepsilon_a$ da simulação pelo modelo <i>Cam-Clay Modificado</i> para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.	61
Figura 4. 16: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo <i>Cam-Clay Modificado</i> para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.	61
Figura 4. 17: Resultados $q - \varepsilon_a$ e $u - \varepsilon_a$ da simulação pelo modelo <i>Cam-Clay Modificado</i> para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.	62
Figura 4. 18: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo <i>Cam-Clay Modificado</i> para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.	62
Figura A. 1: Características geotécnicas da Sondagem A à profundidade da amostra indeformada 5085, a 10,85 metros, fornecidas pela empresa Geotest.	71
Figura A. 2: Características geotécnicas da Sondagem B à profundidade da amostra indeformada 5069, a 6 metros, fornecidas pela empresa Geotest.	72
Figura A. 3: Características geotécnicas da Sondagem E à profundidade da amostra indeformada 5088, a 6,5 metros, fornecidas pela empresa Geotest.	73
Figura A. 4: Características geotécnicas da Sondagem H à profundidade da amostra indeformada 5089, a 27,45 metros, fornecidas pela empresa Geotest.	74
Figura A. 5: Características geotécnicas da Sondagem J à profundidade das amostras indeformadas 5128 e 5129, a 6,6 e 8,1 metros, respetivamente, fornecidas pela empresa Geotest.	75

Figura B. 1: Determinação do coeficiente de consolidação pelo método de <i>Taylor</i> (Antão, 2012).	77
Figura B. 2: Determinação do coeficiente de consolidação pelo método de <i>Casagrande</i> (Antão, 2012).	78
Figura D. 1: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao primeiro patamar de carga com $p' = 50$ kPa, para o provete 5089P1, na fase de consolidação.	81
Figura D. 2: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao segundo patamar de carga com $p' = 100$ kPa, para o provete 5089P1, na fase de consolidação.	82
Figura D. 3: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao terceiro patamar de carga com $p' = 170$ kPa, para o provete 5089P1, na fase de consolidação.	82
Figura D. 4: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao terceiro patamar de carga com $p' = 215$ kPa, para o provete 5089P1, na fase de consolidação.	83
Figura D. 5: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao primeiro patamar de carga com $p' = 70$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	83
Figura D. 6: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao segundo patamar de carga com $p' = 120$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	84
Figura D. 7: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao terceiro patamar de carga com $p' = 170$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	84
Figura D. 8: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao quarto patamar de carga com $p' = 220$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	85
Figura D. 9: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao quinto patamar de carga com $p' = 270$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	85
Figura D. 10: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao sexto patamar de carga com $p' = 320$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	86
Figura D. 11: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao oitavo patamar de carga com $p' = 420$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	86
Figura D. 12: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao nono patamar de carga com $p' = 470$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	87
Figura D. 13: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao décimo patamar de carga com $p' = 520$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	87
Figura D. 14: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao décimo primeiro patamar de carga com $p' = 570$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.	88

Figura D. 15: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao décimo segundo patamar de carga com $p' = 620$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.....	88
Figura D. 16: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao décimo terceiro patamar de carga com $p' = 645$ kPa, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.....	89
Figura D. 17: Determinação gráfica do coeficiente de consolidação pelo Método de <i>Casagrande</i> no primeiro patamar de carga com $p' = 50$ kPa para o provete 5089P1.	90
Figura D. 18: Determinação gráfica do coeficiente de consolidação pelo Método de <i>Casagrande</i> no primeiro patamar de carga com $p' = 70$ kPa para o provete 5089P3.	90

Índice de Tabelas

Tabela 2. 1: Classificação das argilas quanto à sua actividade (Antão 2012).....	4
Tabela 2. 2: Parâmetros do modelo <i>Mohr-Coulomb</i>	8
Tabela 2. 3: Parâmetros do modelo <i>Hardening Soil</i>	11
Tabela 2. 4: Parâmetros do Modelo <i>Cam-Clay Modificado</i>	13
Tabela 3. 1: Caracterização do substrato rochoso (Adaptado de CENOR, 2013).....	18
Tabela 3. 2: Caracterização dos depósitos recentes (Adaptado de CENOR,2013).	18
Tabela 3. 3: Informações gerais das amostras indeformadas recolhidas.....	20
Tabela 3. 4: Resultados dos ensaios de identificação.....	22
Tabela 3. 5: Classificação do material ensaiado.....	23
Tabela 3. 6: Características iniciais dos ensaios edométricos.	24
Tabela 3. 7: Resultados dos parâmetros de consolidação estimados a partir do ensaio edométrico.	27
Tabela 3. 8: Parâmetros obtidos através do traçado do método simplificado.	30
Tabela 3. 9: Dados relativos à fase de consolidação das amostras.....	33
Tabela 3. 10: Valores de permeabilidade obtidos na fase de circulação da água no provete.....	38
Tabela 3. 11: Valores de permeabilidade para os patamares de carga efetuadas nas fases de consolidação dos provetes 5089P1 e 5089P3.....	40
Tabela 3. 12: Parâmetros de resistência do material ensaiado.	41
Tabela 3. 13: Resultados do ângulo de resistência ao corte e coesão das amostras ensaiadas....	42
Tabela 3. 14: Valores obtidos para o ângulo de resistência ao corte no estado crítico.	43
Tabela 3. 15: Propostas de OCR a partir da análise não drenada dos provetes triaxiais.....	44
Tabela 3. 16: Valores estimados para a tensão de pré-consolidação σ'_P a partir dos resultados obtidos pela proposta de Jamiolkowski (1985).	45
Tabela 3. 17: Estimativa do coeficiente de impulso em repouso a partir dos valores de OCR propostos por Jamiolkowski (1985).	45
Tabela 4. 1: Valores de q_{50} e ε_a correspondentes ao ponto de intersecção da reta de declive E_{50} com o gráfico dos resultados experimentais.....	49
Tabela 4. 2: Valores dos parâmetros Mohr - Coulomb para os provetes das amostras 5085 e 5129.	50
Tabela 4. 3: Valores dos parâmetros <i>Hardening Soil</i> para os provetes das amostras 5085 e 5129.	51
Tabela 4. 4: Valores dos parâmetros <i>Cam-Clay Modificado</i> para os provetes das amostras 5085 e 5129.....	53
Tabela 4. 5 : Valores inseridos nas <i>line loads A e B</i>	54
Tabela C. 1: Dados iniciais dos provetes triaxiais das amostras 5069, 5085, 5088, 5089 e 5129.	79
Tabela C. 2: Variação volumétrica na fase de consolidação dos provetes triaxiais das amostras 5069, 5085, 5088, 5089 e 5129.	79

Lista de símbolos

Símbolos

ψ	ângulo de dilatação
ϕ'	ângulo de resistência ao corte
ϕ'_{ec}	ângulo de resistência ao corte no estado crítico
A	área da secção transversal do provete
A_c	atividade das argilas
Δh	carga hidráulica
m_v	coeficiente de compressibilidade vertical
c_v	coeficiente de consolidação
K_0	coeficiente de impulso em repouso
K_0^{NC}	coeficiente de impulso em repouso no estado normalmente consolidado
K_0^{OC}	coeficiente de impulso em repouso no estado sobreconsolidado
ν	coeficiente de <i>Poisson</i>
ν_{ur}	coeficiente de <i>Poisson</i> de descarga/recarga
c'	coesão efetiva
M	declive da reta de estado crítico
ε	deformação
ε_a	deformação axial
ε_s^p	deformação deviatórica plástica
ε^e	deformação elástica
ε^p	deformação plástica
ε_v^p	deformação volumétrica plástica
G	densidade das partículas sólidas
l	distância do percurso da água (ou altura do provete de ensaio)
λ	índice de compressão
C_c	índice de compressibilidade
I_c	índice de consistência
κ	índice de expansão
IP	índice de plasticidade
C_r	índice de recompressibilidade
e	índice de vazios
e_0	índice de vazios inicial

t	intervalo de tempo
w_L	limite de liquidez
w_P	limite de plasticidade
D	matriz rigidez
K'	módulo de deformabilidade volumétrica.
G	módulo de distorção
E_{ur}	módulo de rigidez da descarga/recarga
E_{ur}^{ref}	módulo de rigidez de descarga/recarga (correspondente a p^{ref})
E_{oed}^{ref}	módulo de rigidez edométrico (correspondente a p^{ref})
E_i	módulo de rigidez inicial
E_{50}	módulo de rigidez secante a $q_{máx}/2$
E_{50}^{ref}	módulo de rigidez secante a $q_{máx}/2$ (correspondente a p^{ref})
λ	multiplicador plástico
B	parâmetro B de <i>Skempton</i>
m	parâmetro da dependência da rigidez com as tensões
k	permeabilidade
k	permeabilidade
γ	peso volúmico (natural)
γ_w	peso volúmico da água
γ_d	peso volúmico seco
u	pressão intersticial
A_f	pressão intersticial de fim de ensaio
R_f	relação de rotura
c_u	resistência não drenada
t_{50}	tempo referente a 50% da consolidação (Método de <i>Casagrande</i>)
t_{90}	tempo referente a 90% da consolidação (Método de <i>Taylor</i>)
σ'_c	tensão de consolidação do provete
p_0	tensão de pré-consolidação (Modelo <i>Cam-Clay</i> Modificado)
p_p	tensão de pré-consolidação (Modelo <i>Hardening Soil</i>)
σ'_p	tensão de pré-consolidação (simbologia da Mecânica dos Solos)
q	tensão deviatórica
q_a	tensão deviatórica assintótica
q_f	tensão deviatórica de rotura
σ'	tensão efetiva
σ'_1	tensão efetiva axial

σ'_3	tensão efetiva radial
σ'_{vo}	tensão efetiva vertical <i>in situ</i>
p'	tensão média
p^{ref}	tensão média de referência
τ	tensão tangencial
w	teor em água
Δu	variação da pressão intersticial
$\Delta \sigma_1$	variação da tensão axial
V	volume de água
v	volume específico

Abreviaturas

<i>CMVFX</i>	Câmara Municipal de Vila Franca de Xira
<i>CIU</i>	consolidação isotrópica e corte não drenado
<i>BP</i>	contrapressão (<i>Back Pressure</i>)
<i>LNEC</i>	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
<i>LCN</i>	linha de compressão normal
<i>LEC</i>	linha de estados críticos
<i>NC</i>	normalmente consolidado
<i>CP</i>	pressão na câmara (<i>Cell Pressure</i>)
<i>OC</i>	sobreconsolidação

Capítulo 1

1 Introdução

1.1 Considerações introdutórias

A presente dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil tem como tema a caracterização geotécnica de argilas ocorrentes na encosta de Monte Gordo em Vila Franca de Xira. Pretende-se com este trabalho apresentar o estudo laboratorial realizado sobre o material argiloso recolhido na referida encosta, dando a conhecer as suas características físicas e o seu comportamento mecânico e hidráulico. O estudo surge na sequência de uma colaboração entre o LNEC e a Câmara Municipal de Vila Franca de Xira, que incluiu, numa determinada fase a caracterização em laboratório de amostras indeformadas recolhidas em sondagens realizadas no local em questão. No âmbito da dissertação procedeu-se ao tratamento e análise de uma série de ensaios já realizados no Departamento de Geotecnia, assim como à realização de novos ensaios no mesmo departamento, de que se destaca uma série de ensaios triaxiais não drenados com consolidação isotrópica.

Este estudo visa integrar, analisar e apresentar toda a informação referida, dado que na análise bibliográfica efetuada a informação relativa ao comportamento destas argilas de Vila Franca, foi praticamente inexistente. O estudo inclui também uma série de modelações numéricas dos ensaios com base nos parâmetros obtidos nos mesmos ensaios. As potencialidades e limitações dos ensaios e dos estudos da modelação numérica serão analisadas.

1.2 Objetivos da dissertação

Os ensaios de corte em compressão triaxial e de compressão edométrica constituem os principais ensaios de laboratório para estudo do comportamento de um solo, tendo experimentado ao longo dos anos evoluções quer a nível de equipamento quer a nível de software de aquisição de dados. Também no domínio da modelação numérica se têm verificado grandes desenvolvimentos. O estudo apresentado nesta dissertação baseia-se na análise e realização deste tipo de ensaios e numa análise crítica dos resultados obtidos. A partir dos resultados dos ensaios retiram-se parâmetros necessários à caracterização do material, como a sua compressibilidade, permeabilidade, ângulo de resistência ao corte, resistência não-drenada, tensão vertical de pré-consolidação, entre outros.

Outro objetivo é a simulação numérica das amostras ensaiadas em laboratório através do programa *PLAXIS* segundo os modelos constitutivos *Mohr-Coulomb*, *Hardening Soil* e *Cam-Clay Modificado*. Os resultados obtidos são analisados e comparados com os resultados experimentais dos ensaios triaxiais.

1.3 Estrutura da dissertação

A realização da dissertação passou inicialmente pela análise da informação recolhida referente aos ensaios já realizados a par de uma análise bibliográfica. Seguidamente, passou pela realização dos restantes ensaios laboratoriais, e por fim, pelo tratamento e análise de todos os resultados experimentais. Seguiu-se a modelação numérica dos provetes ensaiados.

A dissertação está organizada em cinco capítulos que em seguida se descrevem sucintamente.

O Capítulo 1 (*Introdução*) descreve as primeiras considerações relativamente ao âmbito da dissertação indicando os seus objetivos e estrutura.

O Capítulo 2 divide-se em dois subtemas distintos. No primeiro subtema (*Solos argilosos. Génese e comportamento*) está incluída a revisão bibliográfica realizada para a correta descrição e compreensão das características gerais solos argilosos. No seguinte subtema (*Modelação matemática e numérica de argilas. Modelos Constitutivos*), descrevem-se os modelos constitutivos utilizados na modelação do comportamento dos solos argilosos estudados.

No Capítulo 3 (*Estudo de caracterização laboratorial das argilas de Monte Gordo, Vila Franca de Xira*) é introduzido o problema de instabilidade que proporcionou o presente estudo e descrita a caracterização laboratorial realizada sobre o material recolhido. Apresenta-se primeiro a descrição do local em estudo, as condições geológico-geotécnicas e o problema de instabilização do talude. É depois feita uma pequena descrição do material recolhido para ensaio onde se inclui a sua recolha, preparação em laboratório, identificação e classificação. De seguida, descrevem-se os ensaios edométricos e triaxiais realizados e apresentam-se os resultados obtidos. O tratamento dos resultados experimentais é também evidenciado neste capítulo.

No Capítulo 4 (*Modelação numérica do comportamento dos provetes triaxiais ensaiados*) é feito o estudo de modelação numérica sobre os provetes ensaiados através do programa *PLAXIS*, descrito no primeiro ponto do capítulo. Apresenta-se o conjunto de parâmetros elásticos e plásticos referentes a cada modelo constitutivo. Descreve-se depois a sequência da simulação do ensaio triaxial e as fases de cálculo necessárias. Por fim, apresenta-se os resultados obtidos pela modelação e faz-se uma análise crítica e comparativa com os ensaios experimentais.

No Capítulo 5 (*Apreciações e considerações finais*) são feitas as últimas conclusões da dissertação.

Capítulo 2

2 Estado da arte

2.1 Considerações iniciais

O comportamento de solos argilosos é um tema de grande interesse e importância na Engenharia Civil, e mais concretamente na área geotécnica. Os solos argilosos têm um comportamento muito complexo, consequência da sua história de formação (génese), da sua elevada heterogeneidade e dependência das condições *in situ*.

A análise do comportamento das argilas passa, em grande parte, pela elaboração de ensaios laboratoriais e pela tentativa de reproduzir matematicamente o comportamento observado nestes ensaios. A modelação numérica tem vindo a ser cada vez mais utilizada para tentar reproduzir os estudos experimentais. Surgem modelos cada vez mais complexos reproduzindo de forma cada vez mais aproximada o comportamento observado nos ensaios e adaptados a cada tipo de material que se pretende estudar.

Nem todos os modelos conseguem reproduzir adequadamente o comportamento dos solos argilosos. Cada modelo parte de determinados pressupostos, ou é restringido a determinadas condições, dificilmente reproduzindo com detalhe e simultaneamente toda a evolução das várias grandezas observadas no decurso de ensaios de laboratório. Neste capítulo são abordadas e descritas de forma resumida as bases matemáticas dos modelos *Mohr-Coulomb*, *Hardening Soil* e *Cam-Clay Modificado* escolhidos para análise do material em estudo neste projeto.

2.2 Solos argilosos. Génese e comportamento

2.2.1 Características gerais dos solos argilosos

Um solo pode ser designado por solo argiloso, ou argila, quando o seu comportamento é determinado pela presença de partículas muito finas de dimensão inferior a 0,002 mm. As partículas de argila apresentam uma forma lamelar, são quimicamente ativas e encontram-se maioritariamente em contacto com a água. Os solos argilosos são caracterizados, entre outros aspetos, pela sua baixa permeabilidade, podendo apresentar-se em estado parcial ou totalmente saturado.

Os minerais de argila dividem-se em três tipos fundamentais: Caulinite, Illite e Montemorilonite. Diferem na forma como se organizam as estruturas cristalinas básicas, na dimensão da superfície específica, diâmetro e razão espessura/diâmetro, pois a forma das partículas é achatada, sendo a espessura muito inferior ao comprimento. A interação da água com as partículas de argila e outros sais dissolvidos na água é responsável pelas propriedades que um solo argiloso apresenta (Terzaghi et al, 1996).

A superfície de uma partícula de argila é carregada negativamente e tende a atrair catiões e orientar as moléculas de água em seu redor. As moléculas de água adjacentes constituem a designada água adsorvida. Os catiões distribuem-se de forma mais densa perto da partícula de argila (Antão, 2012). Estes solos, ao contrário dos solos granulares, têm a sua consistência fortemente influenciada pelo teor em água. A sua classificação passa pelo estudo da plasticidade do solo, com recurso à Carta de Plasticidade, sendo necessário determinar os limites de consistência (ou limites de *Atterberg*). Estes, correspondem aos teores em água que delimitam os estados de consistência de um solo e são o limite de plasticidade w_p (ou LP) e o limite de liquidez w_L (ou LL) e o limite de retração w_R . O índice de plasticidade IP é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

A atividade das argilas A_c é definida pela capacidade da argila em adsorver a água e, em termos quantitativos, é a razão do índice de plasticidade pela percentagem de argila no solo. Na tabela 2.1 estão indicados os valores de fronteira do tipo de atividade de uma argila.

Tabela 2. 1 : Classificação das argilas quanto à sua actividade (Antão, 2012).

Argila	A_c
Muito ativa	$>1,25$
Normal	0,75 a 1,25
Pouco ativa	$<0,75$

2.2.2 Comportamento mecânico das argilas

Os solos, e em particular os solos argilosos objeto desta tese, apresentam um comportamento complexo. Do ponto de vista mecânico, o seu comportamento caracteriza-se por ser não-linear, plástico e dependente do tempo (viscoso). Os solos apresentam também elevada

heterogeneidade e o tipo de estrutura condiciona o seu comportamento. Para definir alguns aspetos típicos relativos ao comportamento de um solo argiloso, o conhecimento do seu estado de tensão *in situ*, assim como da máxima tensão a que já se encontrou submetido são de particular importância. A história de tensões do solo (e o seu grau de sobreconsolidação) determinam, por exemplo, a sua compressibilidade e a sua permeabilidade k .

A história de tensões de uma argila é frequentemente, e de modo simplificado, traduzida pelo seu grau de sobreconsolidação OCR, que relaciona a tensão efetiva máxima a que o solo já se encontrou submetido com a tensão efetiva atual *in situ*. Se OCR é próximo de 1, e o solo diz-se normalmente consolidado, no caso de $OCR > 1$ o solo encontra-se sobreconsolidado. O comportamento de solos argilosos tem vindo a ser estudado através de ensaios triaxiais, na maioria das vezes sob condições não-drenadas *CU* em face da reduzida permeabilidade das argilas (geralmente entre 10^{-8} a 10^{-10} , (Antão 2012)). Como consequência de não ser permitida a drenagem da água no decurso do ensaio, a aplicação de determinada solicitação cria um excesso de pressão intersticial u .

Na Figura 2.1 distinguem-se as relações típicas tensão-deformação para o caso de solos sobreconsolidados OC e normalmente consolidados NC em ensaios drenados.

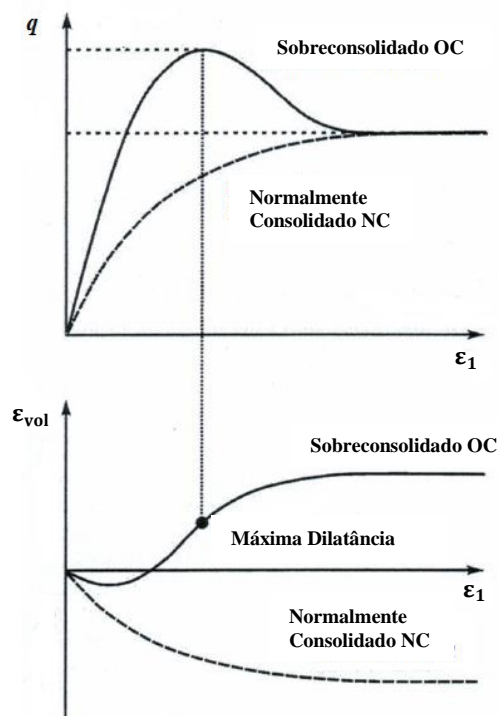


Figura 2. 1 : Relação tensão-deformação em comparação com as curvas deformação volumétrica - deformação axial para ensaios triaxiais consolidados drenados (Adaptado de Schädlich e Schweiger, 2014).

No ensaio consolidado drenado verifica-se que o solo sobreconsolidado atinge uma determinada tensão máxima (tensão de pico), que tende a diminuir até estabilizar para um certo valor (tensão última). O volume aumenta em função da deformação, após decréscimo inicial, e tende para um limite superior. No caso normalmente consolidado, a tensão aumenta com a solicitação imposta até um dado valor (tensão última) e o volume é continuamente decrescente tendendo para um limite inferior. No caso de ensaios consolidados não drenados, típicos no estudo de solos argilosos, a curva de tensão – deformação tem o mesmo aspeto que no ensaio drenado, mas a deformação volumétrica é nula, existindo apenas variações da pressão intersticial. No caso de uma argila sobreconsolidada, a tendência para o aumento do volume, que se verifica se o ensaio

for drenado, gera subpressões $\Delta u < 0$. Nas argilas normalmente consolidadas geram-se sobrepressões $\Delta u > 0$ devido à tendência do material para diminuir de volume.

O comportamento de argilas sobreconsolidadas assemelha-se ao das areias compactas ou densas, mas é descrito por relações distintas (Schädlich e Schweiger, 2014). A resistência interna deste material é definida pela lei de *Mohr-Coulomb*:

$$\tau = c' + \sigma' \tan(\phi') \quad (2.1)$$

sendo c' e ϕ' a coesão efetiva e ângulo de resistência ao corte, respetivamente. É também comum classificar a resistência das argilas quanto à sua resistência não drenada c_u .

As trajetórias de tensões típicas para os casos drenado e não drenado representadas nos planos $q - p'$ e $v - p'$ estão ilustradas na figura 2.2, segundo o estado sobreconsolidado ou normalmente consolidado do material. No plano $v - p'$, os solos que se encontram inicialmente abaixo da LEC representam o estado sobreconsolidado, designado de lado seco, e apresentam um comportamento dilatante. Entre a LCN e a LEC, lado húmido, os materiais são designados por contráteis e representam um estado normalmente a ligeiramente sobreconsolidado. No caso do solo contrátil a variação da pressão intersticial é positiva e a trajetória das tensões efetivas está à esquerda da trajetória das tensões totais.

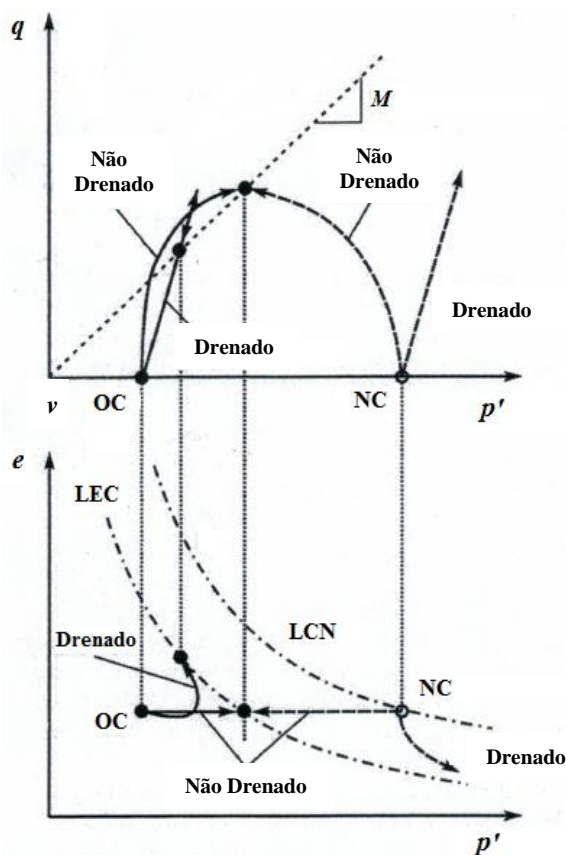


Figura 2. 2 : Trajetórias de tensões para os comportamentos drenado e não drenado (Adaptado de Schädlich e Schweiger, 2014)

2.3 Modelação matemática e numéricas de argilas. Modelos constitutivos

2.3.1 Modelo Mohr-Coulomb

O modelo constitutivo *Mohr-Coulomb* é um modelo elástico perfeitamente plástico. A parte elástica é baseada na lei de *Hooke* (elasticidade linear e isotrópica) e a parte plástica no critério de rotura de *Mohr-Coulomb*, ilustradas na figura 2.3. O modelo é não-associado e apresenta uma estrutura simples que serve para uma primeira aproximação do comportamento do solo.

De acordo com o princípio da elasto-plasticidade, as taxas de deformação são decompostas nas suas partes elástica e plástica:

$$\underline{\dot{\epsilon}} = \underline{\dot{\epsilon}}^e + \underline{\dot{\epsilon}}^p \quad (2.2)$$

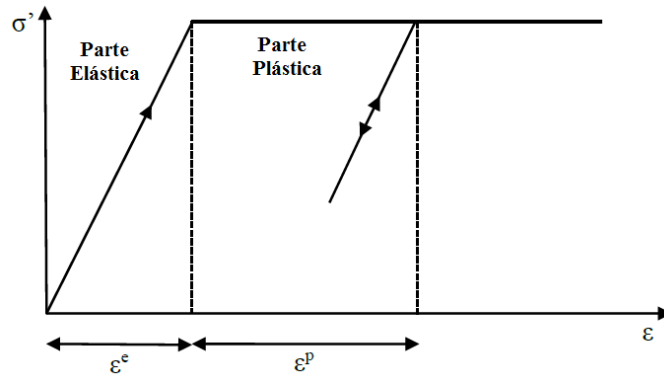


Figura 2. 3: Representação do modelo elasto-plástico (Adaptado de Plaxis, 2015).

A parte elástica é descrita pela lei de *Hooke*:

$$\underline{\dot{\sigma}'} = \underline{\underline{D}}^e \underline{\dot{\epsilon}}^e \quad (2.3)$$

sendo D a matriz de rigidez elástica do material. Esta lei pode ainda ser descrita por (Plaxis, 2015):

$$\begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \epsilon_v^e \\ \delta \epsilon_s^e \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

onde K é o módulo de compressibilidade volumétrica e G o módulo de distorção.

As taxas das deformações plásticas são definidas com recurso à função de escoamento plástico:

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (2.5)$$

sendo λ o multiplicador plástico que toma o valor nulo no caso de materiais puramente elásticos, e $g(\underline{\sigma}')$ a função de escoamento plástico. A plasticidade é não associada, ou seja $g \neq f$, onde $f(\underline{\sigma}')$ é a função de limite elástico definida por:

$$f(\underline{\sigma}') = f(p', q) = \frac{q}{p'} - M \quad (2.6)$$

Deste modo, o modelo *Mohr-Coulomb* é composto pelas formulações mencionadas anteriormente, que definem a relação entre tensões e deformações (Leal et al, 2009):

$$\dot{\underline{\sigma}}' = (\underline{D}^e - \frac{\alpha}{d} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e) \dot{\underline{\epsilon}} \quad (2.7)$$

sendo α um parâmetro que toma o valor de zero para a parte elástica, e a unidade para a parte plástica, e d é definido por:

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \underline{\sigma}'} \underline{D}^e \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad (2.8)$$

Na figura 2.4 é possível observar a superfície de cedência do modelo no espaço das três tensões principais.

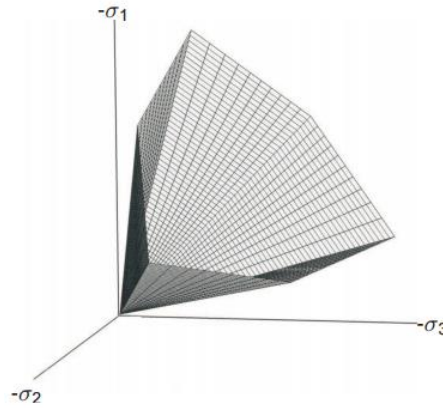


Figura 2. 4: Superfície de cedência do Modelo *Mohr-Coulomb* no espaço das tensões principais ($c=0$) (Plaxis, 2015).

O presente modelo requer um conjunto de cinco parâmetros de resistência e elásticos listados na tabela 2.2 que se podem obter através da análise de ensaios realizados sobre as amostras de solo.

Tabela 2. 2 : Parâmetros do modelo *Mohr-Coulomb*.

Parâmetros	Unidades
E : Módulo de <i>Young</i>	(kN/m^2)
ν : Coeficiente de <i>Poisson</i>	Sem unidade
c : Coesão	(kN/m^2)
ϕ : Ângulo de resistência ao corte	($^\circ$)
ψ : Ângulo de dilatação	($^\circ$)

2.3.2 Modelo Hardening Soil

O Modelo *Hardening Soil* é um modelo avançado com endurecimento isotrópico de simulação do comportamento de diferentes tipos de solo. A formulação base do modelo parte da relação hiperbólica típica entre a deformação vertical ε_1 e a tensão deviatórica q , que se observa em ensaios triaxiais, ilustrada na figura 2.5. Os resultados de ensaios triaxiais convencionais drenados tendem para uma curva de cedência que pode ser descrita por (Schanz et al, 1999):

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{para } q < q_f \quad (2.9)$$

onde q é a tensão deviatórica, q_a o valor assintótico da tensão deviatórica, E_i o módulo de rigidez inicial, e q_f a tensão deviatórica correspondente à rotura, ou última, dada por:

$$q_f = (c' \cot \phi' - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{e } q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2.10)$$

sendo c' a coesão efetiva, ϕ' o ângulo de resistência ao corte, σ'_3 a tensão de consolidação do ensaio e R_f a relação de rotura, que toma valores abaixo da unidade. A expressão 2.10 deriva do critério de *Mohr – Coulomb*. O módulo de rigidez inicial está relacionado com o módulo de rigidez correspondente a metade da tensão deviatórica última E_{50} segundo a expressão:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (2.11)$$

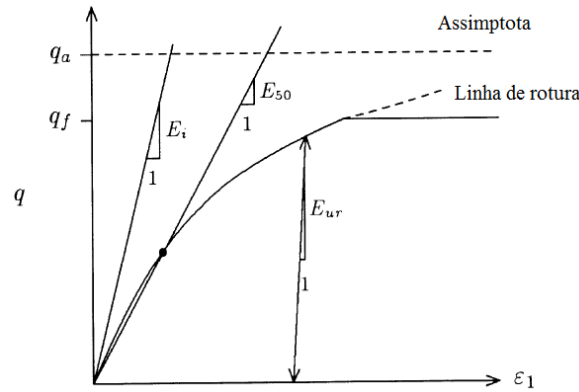


Figura 2. 5: Relação hiperbólica entre a tensão deviatórica e a deformação vertical para ensaios triaxiais convencionais drenados (Adaptado de Schanz et al, 1999).

A superfície de cedência do modelo com endurecimento plástico não é fixa no espaço das tensões principais, e pode expandir-se devido a deformações plásticas, contrariamente ao que se verifica no modelo elástico perfeitamente plástico (Plaxis, 2015). A função de cedência do modelo é definida por:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (2.12)$$

em que \bar{f} é a função de tensão e γ^p o parâmetro de endurecimento dados pelas expressões 2.13 e 2.14, respetivamente.

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (2.13)$$

onde E_{ur} é módulo de rigidez correspondente à descarga/recarga.

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (2.14)$$

onde ε_v^p é a deformação plástica volumétrica que, para solos rijos, tende a ser significativamente menor do que a deformação axial (Plaxis, 2015).

O modelo inclui na sua análise a dilatância mobilizada no solo ψ_m e traduz a taxa de variação volumétrica plástica por:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\gamma}^p \quad (2.15)$$

em que:

$$\sin \psi_m = \frac{\sigma'_{11} - \sigma'_{33}}{\sigma'_{11} + \sigma'_{33} - 2c \cot \phi} \quad (2.16)$$

onde σ'_{11} é a tensão radial.

Este modelo supera o modelo hiperbólico por se basear na teoria da plasticidade, em vez da teoria da elasticidade, por introduzir na sua análise o ângulo de dilatância do solo e por definir um topo para a superfície de cedência (Schanz et al, 1999). O topo da superfície de cedência é definido por:

$$f_c(\sigma, p_p) = \frac{\tilde{q}^2}{M^2} + p'^2 - p_p^2 \quad (2.17)$$

sendo p_p a tensão de pré-consolidação, M um parâmetro auxiliar relacionado com o coeficiente de impulso em repouso no estado normalmente sobreconsolidado K_0^{NC} e \tilde{q} é dado por:

$$\tilde{q} = \sigma'_{11} + (\alpha - 1)\sigma'_{22} - \alpha\sigma'_{33} \quad (2.18)$$

com

$$\alpha = \frac{3 + \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (2.19)$$

A lei de endurecimento relaciona a deformação volumétrica do topo da superfície de cedência ε_v^{pc} , em compressão isotrópica, com a tensão de pré-consolidação p_p e é definida por (Surarak et al., 2012):

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (2.20)$$

sendo m o parâmetro da dependência da rigidez com as tensões, p^{ref} a tensão média de referencia ($p^{ref} = 100 \text{ kPa}$ por definição do programa de simulação *Plaxis*) e β um parâmetro auxiliar relacionado com o módulo de rigidez edométrico E_{oed}^{ref} .

Na figura 2.6 está ilustrada a elipse que define o topo da superfície de cedência do modelo *Hardening Soil*.

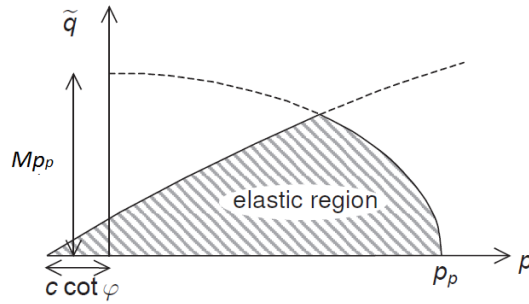


Figura 2. 6: Superfície de cedência do modelo *Hardening Soil* no plano $p - \tilde{q}$.

A superfície de cedência descrita pelo modelo *Hardening Soil* está ilustrada na figura 2.7.

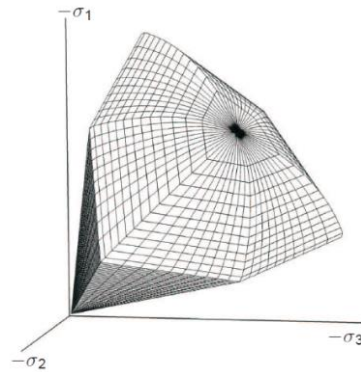


Figura 2. 7: Superfície de cedência do Modelo *Hardening Soil* no espaço das tensões principais (Plaxis, 2015).

O modelo *Hardening Soil* é caracterizado por alguns parâmetros que também definem o modelo Mohr-Coulomb, como os parâmetros c' , ϕ' e ψ . Na tabela 2.3 apresentam-se todos os parâmetros que definem este modelo.

Tabela 2. 3: Parâmetros do modelo *Hardening Soil*.

Parâmetro		Unidades
E_{50}^{ref} :	Módulo de rigidez secante a metade da tensão de desvio máxima (correspondente a uma tensão média de referencia p^{ref})	(kPa)
E_{oed}^{ref} :	Módulo de rigidez edométrico (correspondente a uma tensão média de referencia p^{ref})	(kPa)
E_{ur}^{ref} :	Módulo de rigidez de descarga/recarga (correspondente a uma tensão média de referencia p^{ref})	(kPa)
m :	Parâmetro da dependência da rigidez com as tensões	Sem unidade
ν_{ur} :	Coeficiente de <i>Poisson</i> de descarga/recarga	Sem unidade
p^{ref} :	Tensão média de referência	(kPa)

K_0^{NC} :	Coefficiente de impulso em repouso para o estado Normalmente Consolidado	Sem unidade
R_f :	Relação de rotura	Sem unidade
ϕ' :	Ângulo de resistência ao corte	(°)
c' :	Coesão efetiva	(kPa)
ψ :	Ângulo de dilatação	(°)

2.3.3 Modelo Cam-Clay Modificado

O modelo Cam-Clay Modificado descrito por Roscoe e Burland em 1968 é um modelo elastoplástico com endurecimento isotrópico. Este modelo incorpora vários aspetos relevantes do comportamento do solo como, por exemplo, a dependência da rigidez da tensão média. Trata-se de um modelo associado, ou seja, a função de potencial plástico é a própria superfície de cedência $g = f$.

O comportamento elástico é isotrópico e não linear, e é definido por:

$$\begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{vp'}{\kappa} & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \varepsilon_q^e \\ \delta \varepsilon_p^e \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

A função de limite elástico, ou seja, limite dos estados de tensão elásticos, é dada por:

$$f(p', q, p'_0) = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p'_0) \quad (2.22)$$

onde p'_0 é a tensão de pré-consolidação nesta análise e M o declive da linha de estados críticos LEC.

A interseção da linha de estados críticos LEC com a função de limite elástico no plano $p' - q$, para $f=0$, define o ponto $(\frac{p'_0}{2}, \frac{Mp'_0}{2})$, como ilustrado na figura 2.8.

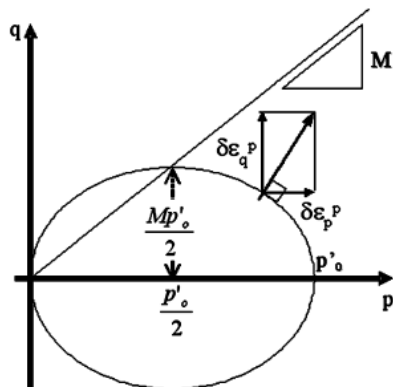


Figura 2. 8: Função de limite elástico no plano $p' - q$ ($f=0$) no modelo *Cam-Clay Modificado* (Camacho e Reyes, 2005).

O modelo Cam-Clay prevê endurecimento e depende da variação da deformação plástica ε^p , normal à superfície de cedência. Sendo $f = (\sigma, \chi)$, a lei do endurecimento define:

$$\partial \chi = \frac{\partial \chi}{\partial \varepsilon^p} \quad (2.23)$$

onde χ é o parâmetro de endurecimento. No caso do modelo *Cam-Clay* Modificado tem-se que a função de limite elástico é dada pela equação 2.21 e resulta que $\chi = p'_0$. Assim, é possível definir o endurecimento do modelo por:

$$\frac{\delta p'_0}{\delta \varepsilon_p^p} = \frac{vp'_0}{\lambda - \kappa} \quad (2.24)$$

$$\frac{\delta p'_0}{\delta \varepsilon_q^p} = 0 \quad (2.25)$$

em que ε_q^p é a deformação volumétrica plástica, componente horizontal, e ε_p^p a deformação deviatórica plástica, componente vertical.

As deformações plásticas são definidas através da função de escoamento plástico por:

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma}, \quad \lambda \geq 0 \quad (2.26)$$

Devido à plasticidade associada tem-se que as componentes da deformação plástica são dadas por:

$$\varepsilon_p^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial p'} = \lambda (2p' - p'_0) \quad (2.27)$$

$$\varepsilon_q^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial q} = \lambda \left(\frac{2q}{M^2} \right) \quad (2.28)$$

Os parâmetros para o estudo a partir deste modelo são os seguintes.

Tabela 2. 4: Parâmetros do Modelo *Cam-Clay* Modificado.

Parâmetros	Unidades
ν_{ur} : Coeficiente de <i>Poisson</i>	Sem unidade
κ : Índice de expansão	Sem unidade
λ : Índice de compressão	Sem unidade
M : Declive da linha de estados críticos	Sem unidade
e_0 : Índice de vazios inicial	Sem unidade

Capítulo 3

3 Estudo de caracterização laboratorial das argilas de Monte Gordo, Vila Franca de Xira

3.1 Considerações iniciais

O presente capítulo centra-se no estudo laboratorial desenvolvido para conhecimento do comportamento de argilas que compõem o perfil estratigráfico da Encosta de Monte Gordo, em Vila Franca de Xira. O estudo foi previamente solicitado ao LNEC, pela Câmara Municipal de Vila Franca de Xira, após se verificarem problemas de deslocamentos significativos no talude da encosta com consequentes implicações nas edificações presentes no local. Foram recolhidas diversas amostras, no decorrer das campanhas de prospeção geotécnica, e realizaram-se ensaios de identificação, edométricos e triaxiais no laboratório do Departamento de Geotecnia do LNEC. No decorrer da presente tese acompanhou-se a preparação e realização dos ensaios de duas séries das amostras em estudo, sendo que as restantes foram previamente ensaiadas pelo LNEC e os resultados experimentais solicitados. Procedeu-se, ao longo desta tese, ao tratamento e análise de todas as amostras em estudo.

Inicialmente neste capítulo é feita uma descrição sumária das condições locais e geológico-geotécnicas da Encosta de Monte Gordo, segundo os relatórios elaborados para o local pelo LNEC (2011) e pelas empresas Geotest (2013) e CENOR (2013), Consulting Engineers, e uma introdução ao problema de instabilização verificado no talude. Posteriormente, apresenta-se o tipo de material em estudo e a descrição dos ensaios laboratoriais elaborados ao longo do desenvolvimento desta tese, os resultados obtidos e respetivo tratamento e análise, para obtenção de alguns dos parâmetros necessários à caracterização do material.

3.2 Caso de estudo: A encosta de Monte Gordo, Vila Franca de Xira

3.2.1 Enquadramento geral

A Encosta de Monte Gordo está situada na zona de Vila Franca de Xira, mais precisamente a Oeste da Auto-estrada A1 (sentido Norte-Sul). Trata de uma encosta com um declive acentuado e uma significativa variação de altitude, sendo a diferença de cotas entre o topo e pé do talude da ordem dos 25 metros (Geotest, LDA, 2013). Na figura 3.1 apresenta-se a localização do local em estudo.



Figura 3. 1: Localização da Encosta de Monte Gordo, Vila Franca de xira.

Na base da encosta encontram-se os blocos de edifícios, A, B e C, compostos por dois, três e dois lotes respetivamente, alguns dos quais sofreram danos estruturais devido à instabilização do talude no seu tardo. Na figura 3.2 apresenta-se a localização e disposição dos blocos de edifícios.



Figura 3. 2: Disposição dos Blocos de edifícios afetados.

Após a construção dos edifícios referenciados, no princípio dos anos noventa, o talude apresentou problemas de instabilidade, pelo que foi necessário realizar várias intervenções para garantir a sua segurança, bem como um acompanhamento do desenvolvimento do seu comportamento através de campanhas de instalação e leitura de inclinómetros para se conhecer os deslocamentos em profundidade. O acentuado declive do talude e as suas características geológico-geotécnicas também proporcionaram condições para a instabilidade observada.

Mais recentemente, através do acompanhamento e análise ao longo dos anos da instrumentação colocada, verificou-se um aumento contínuo dos problemas de deslocamentos no talude, o que levou a Camara Municipal de Vila Franca de Xira a solicitar um estudo técnico ao LNEC sobre a estabilidade do talude e a situação dos edifícios. O LNEC realizou várias visitas ao local para avaliação e análise do problema, tendo elaborado, mais tarde, um relatório de medidas imediatas para garantir a estabilidade e segurança do talude e edifícios.

Nas figuras 3.3 e 3.4 apresentam-se algumas fotografias obtidas pelas visitas dos técnicos do LNEC que representam as anomalias provocadas no terreno e nos edifícios, respetivamente.



Figura 3. 3: Fendas na estrada existente no tardo dos blocos de edifícios (LNEC, 2013)



Figura 3. 4: a) Pormenor da junta de dilatação entre os lotes 1 e 2 do Bloco B; b)/c) Danos na fachada do lote 1 (LNEC, 2013).

3.2.2 Características geológicas do local

De acordo com os trabalhos de reconhecimento geológico-geotécnico efetuados no local está presente o substrato Jurássico Superior coberto por depósitos recentes de material de aterro e depósitos de vertente (CENOR, 2013). A constituição geológico-geotécnica mais detalhada do substrato rochoso e dos depósitos mais recentes encontram-se nas tabelas 3.1 e 3.2, respetivamente.

Tabela 3. 1: Caracterização do substrato rochoso (Adaptado de CENOR, 2013)

Substrato rochoso (Jurássico Superior)	Características
Calcários de Monte Gordo (C_{MG})	Constituem a parte atualmente visível do que foi a antiga pedreira. São de natureza aparentemente recifal com estrutura complexa, afetada por falhas subverticais, no sentido da encosta. Apresentam sinais de carsificação ¹ , por vezes com grandes aberturas.
Complexo margo-calcário (M_s) e Grosso-margoso (C)	Trata da parte do substrato onde assentam os depósitos mais recentes. Este complexo é constituído por camadas de margas cinzentas com intercalações de níveis de calcário cristalino de espessura centimétrica e por um nível grosso-margoso, muito alterado a decomposto, constituído por areias argilosas, com algumas passagens margosas e de calcário, que se apresentam geralmente pouco coerentes e remexidas na amostragem obtida. As zonas margosas apresentam geralmente no topo um nível de 1 a 2 m de espessura, bastante amolecido e com baixa consistência.

Tabela 3. 2: Caracterização dos depósitos recentes (Adaptado de CENOR, 2013).

Depósitos Recentes	Características
Aterros compactados (A_{t3})	Aterros reforçados com recurso a geogrelhas (obra realizada em 2002-2003).
Entulhos (A_{t2})	Materiais provenientes de escavação que foram depositados graviticamente ao longo da zona da encosta, há cerca de 35-40 anos, homogéneos e pouco compactos, constituídos por solos argilosos misturados com blocos de rocha dura.
Escombros de pedreira (A_{t1})	Material proveniente da exploração de uma antiga pedreira da zona.

¹ Processo de dissolução química ou corrosão das rochas.

3.3 Recolha e preparação do material ensaiado

As amostras para ensaios de laboratório foram obtidas na zona da Encosta de Monte Gordo através da realização de 10 furos de sondagem (SA a SI) (Geotest, 2013). As sondagens mecânicas foram realizadas com furação à rotação e recolha de amostragem continua tendo sido possível o reconhecimento do terreno. Foram executados ensaios de penetração dinâmica SPT (*Standart Penetration Test*) espaçados de 1,5 m ou sempre que existia mudança de litologia. Os locais da realização das sondagens encontram-se ilustrados na figura 3.5. Da prospeção realizada foi possível recolher 8 amostras indeformadas que posteriormente foram seladas nas pontas e colocadas na camara húmida, para que pudessem ser preservadas as condições *in situ*, até serem preparados os provetes para ensaio. Em laboratório foram ensaiadas 6 das amostras colhidas. Na tabela 3.3 estão indicadas a designação das amostras ensaiadas bem como a sua origem, profundidade, tipo de material e ensaios realizados. As sondagens realizadas encontram-se em anexo (fornecidas por Geoteste, 2013).

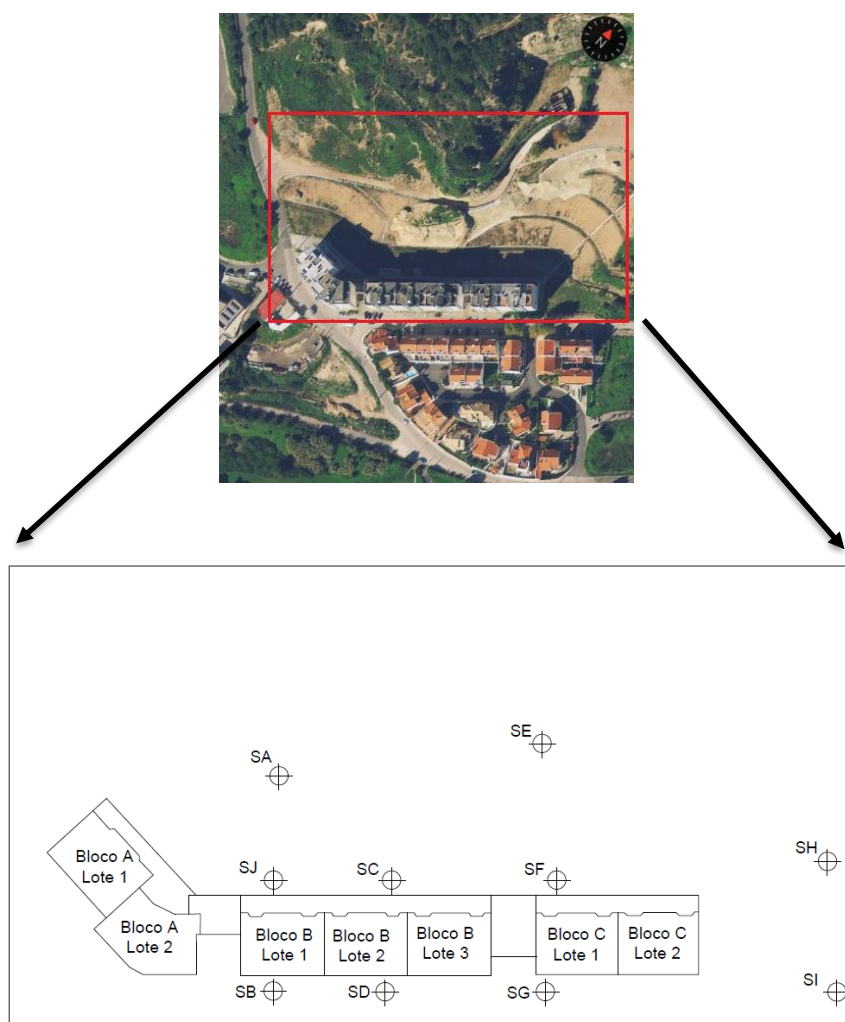


Figura 3. 5 :Localização das sondagens realizadas em campo.

Tabela 3. 3: Informações gerais das amostras indeformadas recolhidas.

Amostra	Origem (sondagens)	Profundidade amostrador (m)	Profundidade do nível freático (m)	Descrição material de sondagem	Ensaio de laboratório
5069	SB	6.00 – 6.80	10,50	Depósito recente - Fragmentos de calcário (sobrejacentes a argila margosa)	<ul style="list-style-type: none"> • Triaxial convencional • Compressão edométrica
5085	SA	10.85 – 11.85	11	Depósito recente - Argila margosa	<ul style="list-style-type: none"> • Triaxial convencional • Compressão edométrica
5088	SE	6.5 – 7.5	25,50	Depósito recente - Argila margosa	<ul style="list-style-type: none"> • Triaxial convencional
5089	SH	27.45 – 28.10	15,50	Depósito recente - Transição de blocos de calcário (alternado com solo margoso) para marga cinzenta escura a negra	<ul style="list-style-type: none"> • Triaxial convencional
5128	SJ	6.6 – 7.2	5	Jurássico (Complexo margo-calcário) - Marga cinzento-escura (e carbonosa)	<ul style="list-style-type: none"> • Compressão edométrica
5129	SJ	8.10 – 8.70	5	Jurássico (Complexo margo-calcário) - Marga cinzento-escura (e carbonosa)	<ul style="list-style-type: none"> • Triaxial convencional • Compressão edométrica

No decorrer do presente trabalho acompanhou-se a preparação e realização dos ensaios das amostras 5129 e 5089 no laboratório do Departamento de Geotecnia do LNEC. Na Figura 3.6 apresentam-se algumas fotografias captadas no decorrer da preparação das amostras.

As amostras foram retiradas da camara húmida e removeram-se as selagens presentes nas extremidades (realizadas com parafina). Posteriormente foram cortadas, com o comprimento necessário para cada provete de ensaio, e retiradas dos tubos de amostragem. Os topos foram regularizados para se conseguirem superfícies planas e perpendiculares ao eixo do provete. Todo o procedimento foi realizado de forma a minimizar possíveis perturbações nas amostras, mantendo as características *in situ*.

Parte da amostra 5089 ficou inutilizada não tendo sido possível obter-se material para realizar o ensaio edométrico, previamente requerido. Da amostra 5129 retirou-se material para montagem dos provetes para os ensaios triaxial e edométrico. Parte do material foi também utilizado para os ensaios de identificação.

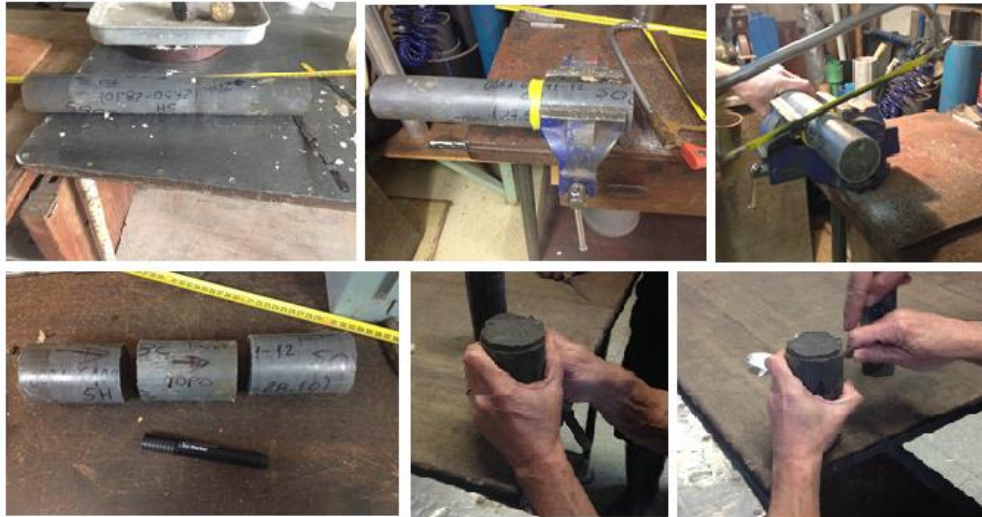


Figura 3. 6: Preparação das amostras 5089 e 5129.

Ao longo da preparação das amostras foi possível observar o material retirado nas sondagens. Constatou-se a ocorrência de um material escuro, de granulometria fina, compacto e húmido, por vezes com intercalações de um material mais acastanhado, menos compacto e com presença de material mais grosseiro. Na figura 3.7 estão apresentadas fotografias do material recolhido após ser retirado do tubo amostrador.



Figura 3. 7: Pormenor do material ensaiado das amostras 5089 e 5129.

3.4 Identificação e classificação

Os ensaios de identificação do material em estudo passaram pela realização das análises granulométricas de cada amostra segundo a especificação E196-1966 do LNEC. Os solos ensaiados apresentam uma granulometria caracterizada predominantemente por partículas finas variando de 77,2 % a 97,3% do material. A fracção arenosa varia de 2,7% a 12,1%. Três das quatro amostras têm composição granulométrica muito semelhante. As curvas granulométricas obtidas estão representadas na figura 3.8.

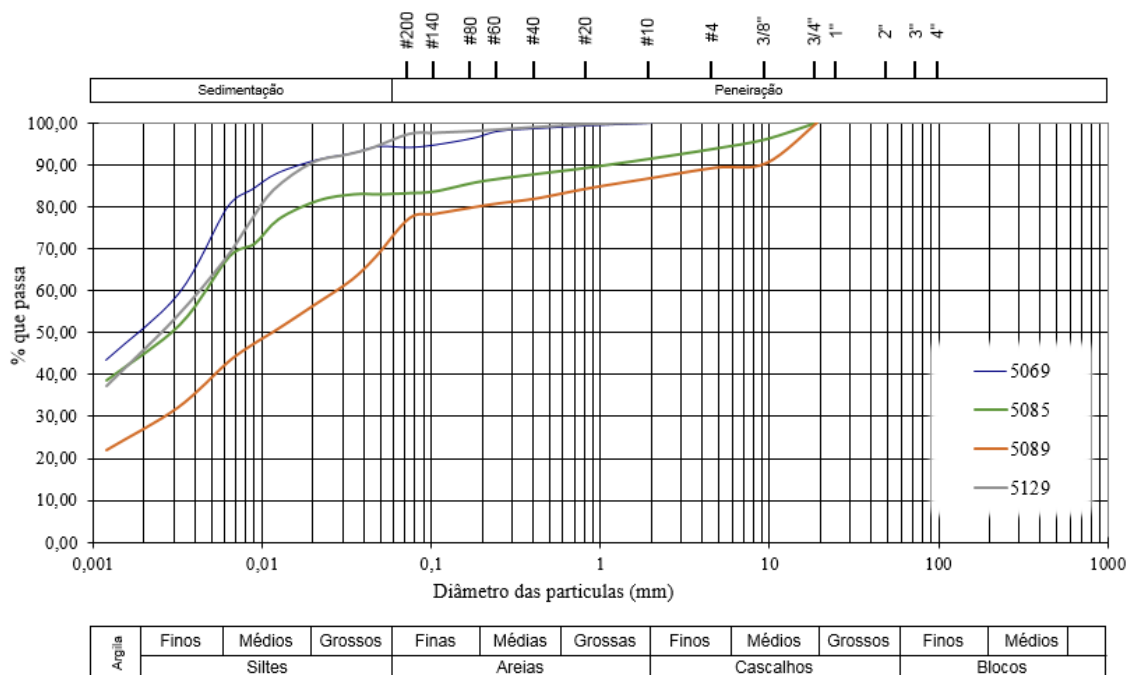


Figura 3. 8: Resultados da análise granulométrica das amostras 5069, 5085, 5089 e 5129

A consistência de solos de granulometria mais fina é fortemente influenciada pela presença de água (pelo seu teor em água w), e é necessária a determinação dos limites de consistência (ou limites de *Atterberg*) para avaliação do comportamento do material. Os ensaios decorreram segundo a Norma Portuguesa NP-143 de 1969 e os valores obtidos para os limites de plasticidade w_p e liquidez w_L encontram-se na tabela 3.4.

A densidade das partículas G foi determinada seguindo as especificações descritas na Norma Portuguesa NP-83 de 1965 e os resultados apresentam-se na tabela 3.4

Tabela 3. 4: Resultados dos ensaios de identificação.

Amostra	Prof. (m)	G	w _L (%)	w _p (%)	IP (%)
5069	6,4	2,74	53,4	23,7	29,7
5085	11,35	2,79	48,4	22,5	25,9
5089	27,78	2,75	44,1	22	22,1
5128	6,9	2,74	48,3	23	25,3
5129	8,4	2,76	42,3	17,6	24,7

A classificação do tipo material em estudo foi realizada segundo a Classificação Unificada Revista (ASTM D-2487-85). Recorreu-se à análise granulométrica das amostras e à carta de plasticidade apresentada na figura 3.9. Os solos ensaiados incluem argilas magras (CL), na sua maioria, e argilas gordas (CH.), como apresentado na tabela 3.5. Os valores de plasticidade das amostras são bastante próximos entre si verificando-se alguma semelhança no tipo de material, e os limites de liquidez obtidos revelam que se está perante um material argiloso de baixa plasticidade. Classificou-se o material argiloso quanto à sua atividade sendo os resultados apresentados na tabela 3.5. O valor médio é de 0,623 revelando a presença de uma argila com pouca atividade.

O peso volúmico seco (γ_d) e o peso volúmico natural (γ) apresentam um valor médio de $19,32 \text{ kN/m}^3$ e de $22,34 \text{ kN/m}^3$, respetivamente, e os valores referentes a cada amostra encontram-se na tabela 3.5. A classificação de solos finos passa também pela determinação do índice de consistência I_c e pelo seu teor em água w cujos valores obtidos se indicam na tabela 3.5, e apresentam um valor médio de 1,14 e 15,92, respetivamente. Os resultados do índice de consistência revelam a presença de um solo muito rijo ($I_c > 1$).

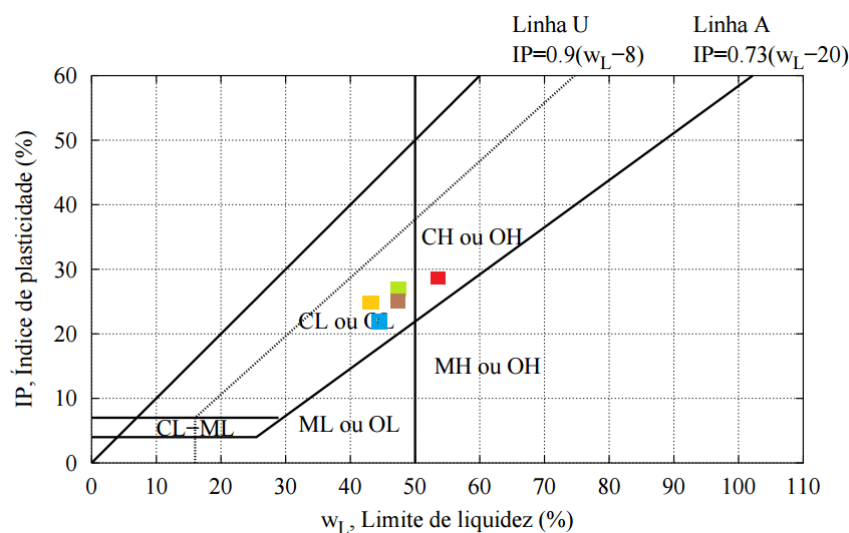


Figura 3. 9 : Representação das amostras na carta de plasticidade.

Tabela 3. 5: Classificação do material ensaiado.

Amostra	Prof. (m)	% Argila	A_c	Classificação Unificada Revista	w^* (%)	I_c^*	γ_d^* (kN/m^3)	γ^* (kN/m^3)
5069	6,4	52	0,571	CH	16,1	1,256	17,7	20,7
5085	11,35	45,5	0,569	CL	14,9	1,295	18,6	21,4
5088	7	-	-	-	9,7	-	19,0	20,9
5089	27,78	27	0,819	CL	21,1	1,042	17,3	21,0
5128	6,9	-	-	CL	-	-	-	-
5129	8,4	46,5	0,531	CL	19,6	0,918	17,7	21,2

*valores obtidos a partir dos provetes de ensaio triaxial das amostras analisados na secção 3.6

Os valores obtidos do índice de consistência para o material em estudo são muito próximos dos resultados apresentados por Vieira (2006) para a *Formação de Benfica*, de valor médio de 1,35. Marques (1998) apresentou valores do índice de consistência no intervalo de 0,70 a 1,72 para as *Argilas dos Prazeres*, pelo que os valores apresentados na tabela 3.5 se inserem também nesse intervalo.

3.5 Ensaio edométrico

3.5.1 Descrição do ensaio

O ensaio edométrico é um ensaio de compressão uniaxial que consiste na aplicação de um carregamento vertical, sendo o deslocamento impedido na direção perpendicular à aplicação da carga. Os parâmetros do solo obtidos a partir deste ensaio englobam o coeficiente de consolidação c_v , o coeficiente de permeabilidade k , o índice de compressibilidade C_c , o índice de recompressibilidade C_r , a tensão de pré-consolidação σ'_p e permitindo estimar o grau de sobreconsolidação OCR .

Os ensaios foram realizados com recurso ao equipamento ilustrado na figura 3.10 sobre as amostras 5069, 5085, 5128 e 5129 e de acordo com a norma ASTM D 2435-96. Utilizou-se o edómetro de baixa capacidade que aplica até uma tensão máxima de 3,6 MPa. O provete de ensaio foi envolvido por um anel metálico, que impede as deformações laterais, e colocaram-se papel de filtro e placas porosas no topo e base, facilitando a drenagem durante a compressão.



Figura 3. 10 : Equipamento utilizado no laboratório do LNEC para os ensaios edométricos.

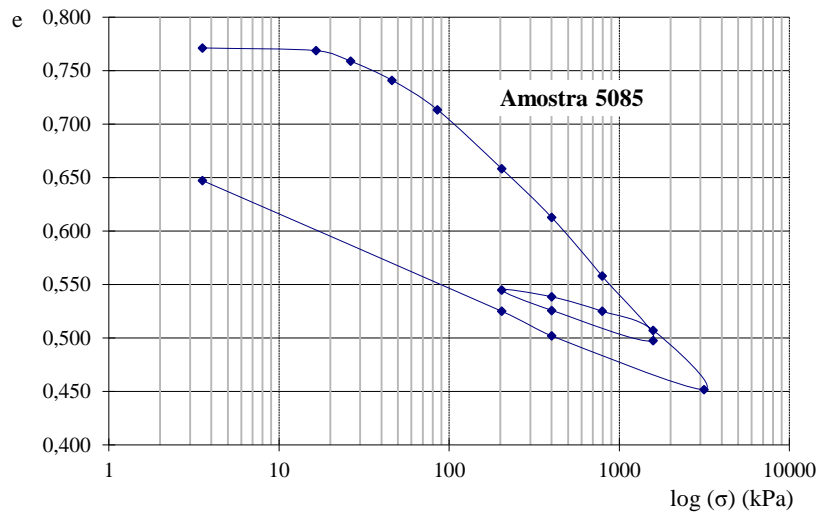
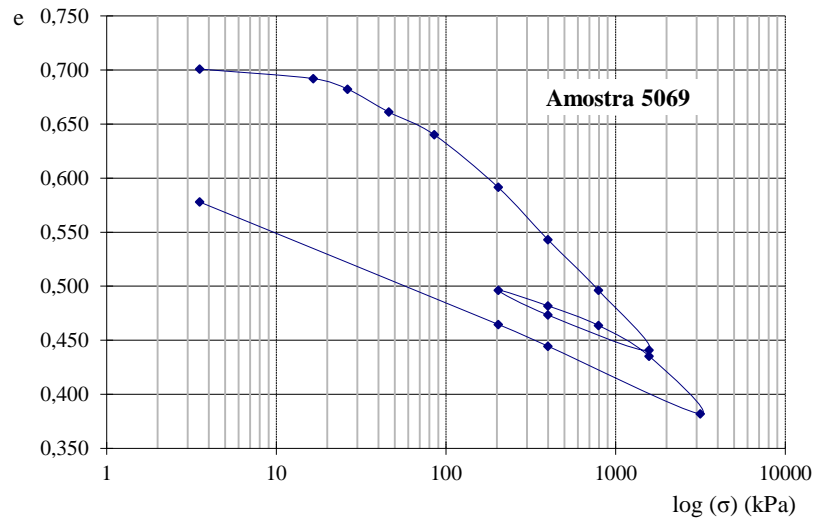
Realizaram-se quatro ensaios de compressão edométrica, apresentando as amostras as características iniciais indicadas na tabela 3.6.

Tabela 3. 6: Características iniciais dos ensaios edométricos.

Amostra	Origem	Prof. (m)	G	S (%)	e_0	w (%)
5069	SB	6,4	2,67	98,8	0,701	25,28
5085	SA	11,35	2,73	92,8	0,771	25,65
5128	SJ	6,9	2,67	100	0,511	18,72
5129	SJ	8,4	2,7	96,6	0,562	19,66

3.5.2 Curvas de Compressão e Parâmetros de consolidação

As curvas de compressão edométrica obtidas dos quatro ensaios realizados apresentam-se na figura 3.11.



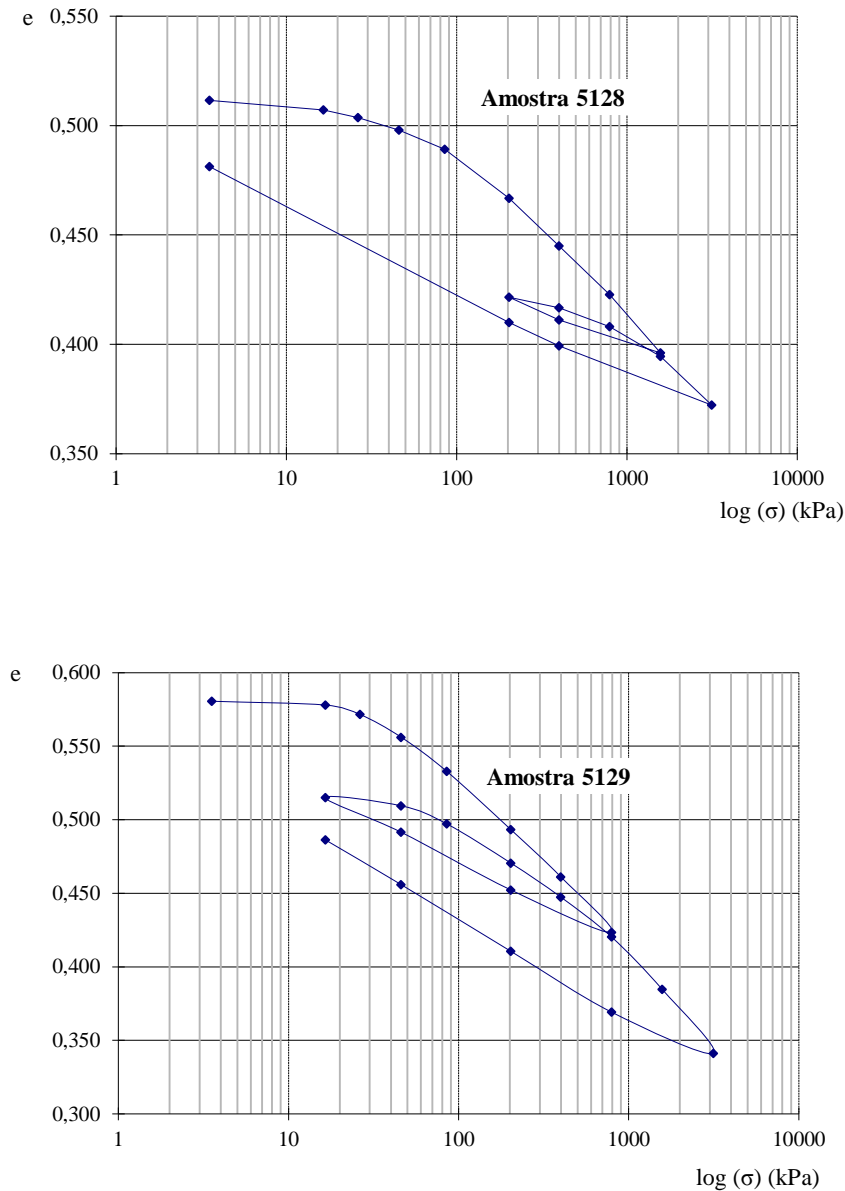


Figura 3. 11 : Curvas de compressão das amostras 5069, 5085, 5128 e 5129.

Ao longo dos ensaios, por determinados patamares de carga impostos para o ramo virgem, registou-se a evolução dos assentamentos com o tempo e obteve-se o coeficiente de consolidação c_v através do Método de *Taylor*, descrito em anexo. Os resultados são apresentados num gráfico $\sqrt{t} - \Delta h$ e determinou-se o tempo correspondente a 90% do assentamento t_{90} . Para os mesmo patamares de carga obteve-se o coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v :

$$m_v = \frac{\Delta e / \Delta \sigma'_v}{1 + e} \quad (3.1)$$

sendo Δe a variação do índice de vazios para cada patamar de carga, $\Delta \sigma'_v$ a variação da tensão efectiva correspondente e e o índice de vazios relativo à carga inicial do patamar considerado.

Estes parâmetros permitiram estimar o coeficiente de permeabilidade k para cada patamar segundo *Terzaghi*:

$$k = c_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad (3.2)$$

Os valores estimados apresentam-se na tabela 3.7.

Tabela 3. 7: Resultados dos parâmetros de consolidação estimados a partir do ensaio edométrico.

Patamar de carga					
Amostra	Prof. (m)	(kPa)	c_v (m^2/s)	m_v (m^2/kN)	k (m/s)
5069	6,4	45,9 - 85,2	$2,344 \times 10^{-8}$	$7,447 \times 10^{-4}$	$1,75 \times 10^{-10}$
		202,9 - 399,1	$4,038 \times 10^{-8}$	$1,553 \times 10^{-4}$	$6,27 \times 10^{-11}$
5085	11,35	85,2 - 202,9	$3,343 \times 10^{-8}$	$2,728 \times 10^{-4}$	$9,12 \times 10^{-11}$
		399,1 - 791,5	$3,525 \times 10^{-8}$	$0,869 \times 10^{-4}$	$3,06 \times 10^{-11}$
5128	6,9	85,2 - 202,9	$8,795 \times 10^{-8}$	$1,255 \times 10^{-4}$	$1,10 \times 10^{-10}$
		399,1 - 791,5	$9,670 \times 10^{-8}$	$0,388 \times 10^{-4}$	$3,75 \times 10^{-11}$
5129	8,4	45,9 - 85,2	$2,805 \times 10^{-8}$	$3,761 \times 10^{-4}$	$1,06 \times 10^{-10}$
		202,9 - 399,1	$3,106 \times 10^{-8}$	$1,092 \times 10^{-4}$	$3,39 \times 10^{-11}$
		399,1 - 791,5	$4,676 \times 10^{-8}$	$0,663 \times 10^{-4}$	$3,10 \times 10^{-11}$

Verifica-se que os valores de permeabilidade resultantes são referentes a um material com baixa permeabilidade, dentro da ordem de grandeza de 10^{-11} m/s, e diminuem para patamares de tensões mais elevadas, o que é de esperar devido ao reajuste e aproximação das partículas do material por efeito da consolidação imposta. O valor de permeabilidade mais baixo é de $3,098 \times 10^{-11}$ m/s registado para a amostra 5129, a 8,1 metros de profundidade, no patamar de carga de 399,1 kPa a 791,5 kPa. Os resultados do coeficiente de consolidação demonstram que este parâmetro tende a aumentar com o aumento dos escalões de carga impostos na compressão, contrariamente do coeficiente de compressibilidade volumétrica que diminui com a carga imposta.

3.5.3 Tensão de pré-consolidação σ'_p e grau de sobreconsolidação OCR

Um parâmetro importante para caracterizar o comportamento do solo é a sua tensão de pré-consolidação (σ'_p), e consequentemente o grau de sobreconsolidação OCR definido por:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (3.3)$$

sendo σ'_p a tensão de pré-consolidação e σ'_{v0} a tensão vertical efectiva *in situ* da amostra. Para tensões inferiores à tensão de pré-consolidação, o solo apresenta um comportamento reversível ou elástico (ramo de recompressão). A tensão de pré-consolidação foi obtida com recurso a um método simplificado proposto por Josseume *et al.* (1991) para argilas sobreconsolidadas, conforme indicado por Marques (1998), uma vez que método de traçado de *Casagrande* não se enquadra no tipo de material em estudo neste projeto (argilas rijas).

A construção de *Casagrande* leva a alguma subjetividade pois é necessário iniciar o traçado pela identificação do ponto da curva de compressão que exhibe o menor raio de curvatura. A escala logarítmica aplicado às tensões, eixo das abcissas, e a forma adquirida da própria curva

leva a possíveis variações para a determinação desse ponto. No caso de argilas rijas é frequente que a curva não apresente uma quebra nítida dificultando o processo de traçado.

Na figura 3.12 está ilustrado como se obtém a tensão de pré-consolidação pelo método simplificado. A tensão de pré-consolidação, ponto *B*, é definida pela intersecção da reta resultante do prolongamento da parte linear da curva de compressão virgem com a reta de declive C_s (ou C_r), reta de recompressão, que passa pelo ponto *M*, cujas coordenadas são a tensão efetiva vertical e índice de vazios *in situ* (σ'_{v0} , e_0). Para o caso de um solo remexido o ponto *M* localiza-se entre as coordenadas (σ'_{v0} , e_i) e (σ'_{v0} , e_D), pontos *A* e *D*, respetivamente. O ponto *D* situa-se sobre a curva de compressão edométrica e e_i é o índice de vazios do solo após colocação na célula edométrica. De facto, o ponto *M* está abaixo de *A* devido à mínima expansão que ocorre associada à amostragem ($e_i > e_0$), e acima de *D*, pois o índice de vazios de um solo reconsolidado para a mesma tensão efetiva *in situ* é inferior a e_0 . Em solos pouco alterados pode-se considerar que o ponto *M* coincide com *D*. No presente estudo admitiu-se que *A* se sobrepõe a *D* e, consequentemente, a *M* (Vieira, 2006).

Na figura 3.13 está demonstrado o traçado do método descrito para as amostras 5069, 5085, 5128 e 5129. Para este traçado foi necessário estimar o valor da tensão vertical efetiva *in situ* que foi obtida através Princípio da Tensão Efetiva, para um peso volúmico ponderado de 20 kN/m³, tendo-se obtido as tensões apresentadas na tabela 3.8.

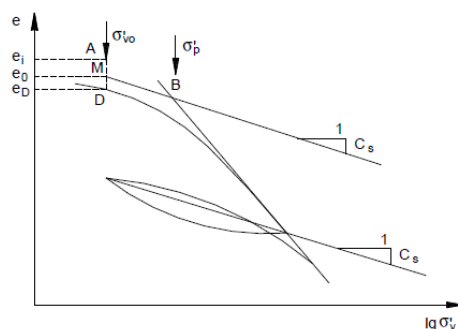
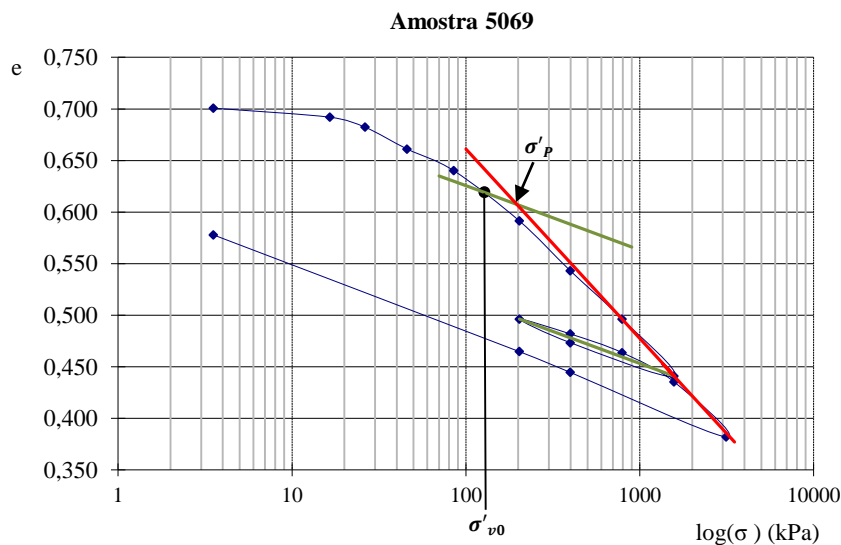


Figura 3. 12 : Representação do método simplificado para obter a tensão de pré-consolidação.



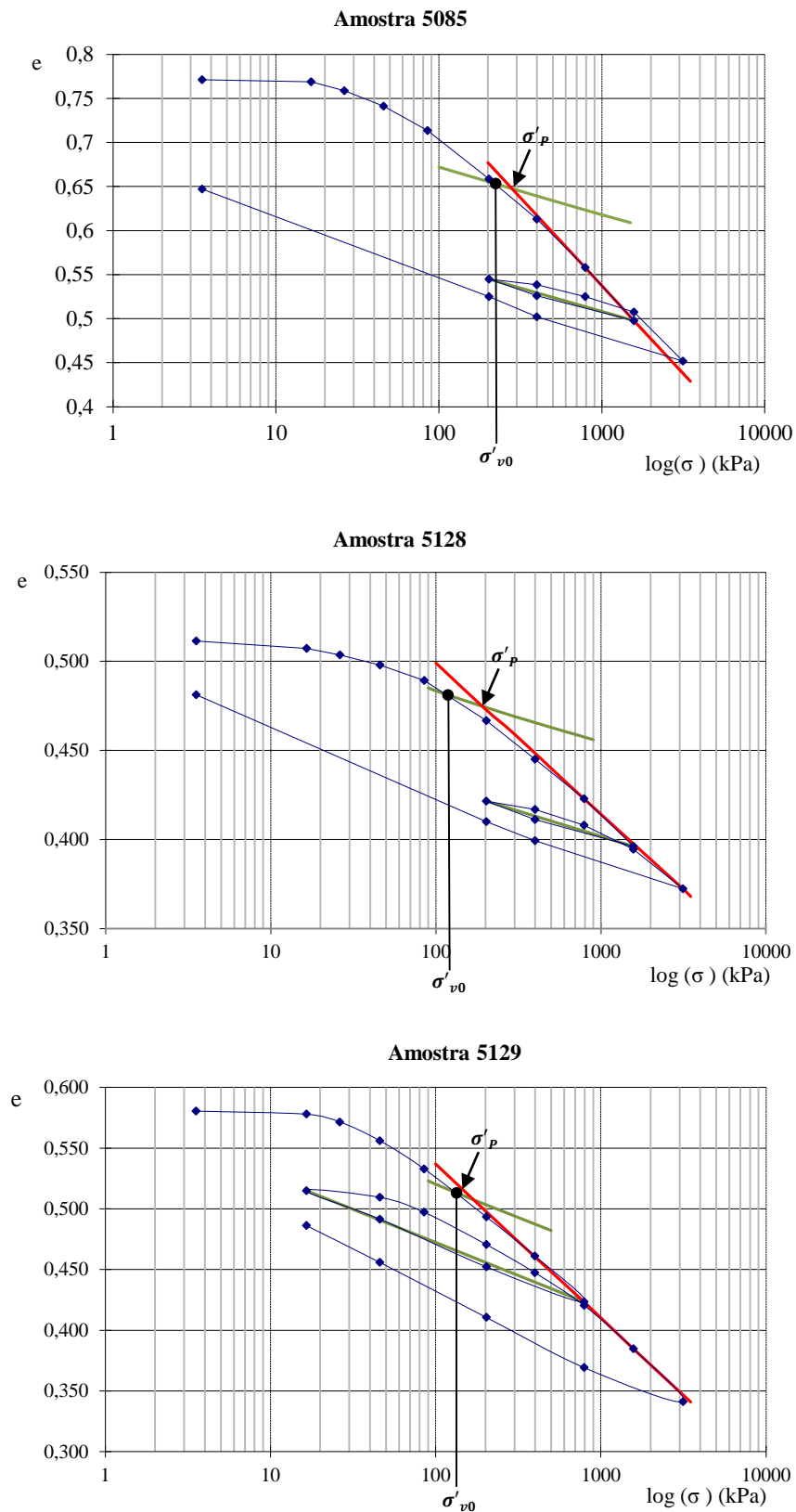


Figura 3. 13 : Determinação da tensão de pré-consolidação das amostras 5069, 5085, 5128 e 5129.

Verifica-se que as curvas obtidas não apresentam uma quebra nítida, uma zona de raio mínimo bem definido, e as retas traçadas no prolongamento da compressão virgem são definidas por um baixo declive e ligeiramente próximo do declive obtido para o ramo de recompressão. Estes resultados demonstram que se está perante um material argiloso rijo.

A partir do traçado das curvas edométricas foram ainda determinados os índices de compressibilidade C_c e recompressibilidade C_r , dados por:

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma')} \quad (3.4)$$

sendo Δe a variação do índice de vazios e $\Delta \log(\sigma')$ a variação do logaritmo da tensão efetiva. O valor de C_r obtém-se pela mesma equação a partir dos valores da linha de recompressão.

Os resultados estimados para a tensão de pré-consolidação σ'_p , grau de sobreconsolidação OCR índices de compressibilidade C_c e recompressibilidade C_r apresentam-se na tabela 3.8.

Tabela 3. 8: Parâmetros obtidos através do traçado do método simplificado.

Amostra	Prof. (m)	σ'_{v0} (kPa)	C_c	C_r	σ'_p (kPa)	OCR*
5069	6,4	128	0,184	0,062	200	1,56
5085	11,35	224	0,200	0,053	285	1,28
5128	6,9	119	0,085	0,029	190	1,59
5129	8,4	134	0,127	0,055	175	1,31

*valores obtidos pelo método *Simplificado*

Os resultados de OCR estimados demonstram que o material argiloso se encontra ligeiramente sobreconsolidado para a tensão efetiva *in situ* estimada, pois a gama de valores encontra-se abaixo de 2 ($OCR < 2$). No entanto, os valores estimados suscitam dúvidas relativamente às características do material em estudo.

Marques (1998) apresenta valores de C_c superiores aos resultados obtidos indicados na tabela 3.8, mas valores de C_r muito próximos. O grau de sobreconsolidação apresentado para as *Argilas dos Prazeres*, estimado pelo mesmo método utilizado neste estudo, é muito superior aos valores indicados na tabela 3.8, com valores entre 5,50 a 6,67. Os valores do índice de vazios inicial e_0 indicados na tabela 3.6 são muito próximos dos valores que Marques (1998) apresenta e, na secção 3.4, foi referido que o material em estudo apresenta uma consistência muito semelhante às *Argilas dos Prazeres*. Vieira (2006) obteve também valores de OCR muito superiores aos valores que se apresentam na tabela 3.8 e próximos dos valores de Marques (1998). Por outro lado, os materiais referidos datam do Oligocénico e Miocénico e levam a supor que os solos em análise sejam também próximos da mesma data geológica. No entanto, a partir das sondagens realizadas, o material é datado como sendo do Jurássico (Superior), como apresentado na tabela 3.3, pelo que suscita algumas reservas.

A apreciação geral dos fatores apresentados leva a supor que a estimativa do OCR definida neste estudo foi limitada, assim como acontece para o índice de compressão, pelo tipo de ensaio edométrico realizado, o ensaio edométrico de baixa capacidade. Marques (1998) e Vieira (2006) realizaram ensaios edométricos de alta-pressão que permitiu atingir maiores tensões. A realização dos ensaios pelo edómetro de alta-pressão levaria a uma melhor definição e maior inclinação da curva de compressão virgem e, conseqüentemente, uma melhor estimativa do índice de compressibilidade C_c e do grau de sobreconsolidação OCR.

3.6 Ensaio triaxial

3.6.1 Descrição e equipamento de ensaio

O ensaio de compressão triaxial permite determinar as características de resistência ao corte dos materiais, ou seja, o ângulo de resistência ao corte ϕ' e a coesão c' , ou a resistência não drenada c_u , bem como a caracterização do comportamento tensão-deformação desses materiais em condições drenadas e não drenadas. Os presentes ensaios decorreram sobre as amostras 5069, 5085, 5088, 5089 e 5129, por consolidação isotrópica e posterior corte não drenado (ensaio *CIU*).

Os equipamentos usados no sistema de ensaio triaxial do LNEC, apresentado na figura 3.14, são os seguintes: a câmara de triaxial, os controladores de pressão/volume, a unidade de aplicação do corte e um computador com o programa de aquisição de dados GDSLAB. Através dos controladores de pressão/volume foi possível impor ao provete uma pressão na câmara *CP* e uma contrapressão *BP* para assegurar as condições de ensaio. O software GDSLAB foi apenas utilizado na fase de corte permitindo a sua monitorização e o registo de dados.



Figura 3. 14 : Representação dos equipamentos utilizados para realização dos ensaios triaxiais no LNEC.

3.6.2 Montagem dos provetes e procedimento de ensaio

Os provetes de ensaio das amostras 5089 e 5129 foram medidos e pesados antes da sua montagem na câmara triaxial. Colocaram-se placas porosas, previamente saturadas, no topo e base e as amostras foram envolvidas numa membrana fina de borracha através de um molde metálico próprio. A fixação da membrana é garantida pelos anéis de borracha (*o-rings*) inseridos no topo e base. A amostra foi posteriormente montada na câmara triaxial e, após o seu fecho, o interior foi preenchido com água.

Na figura 3.15 apresentam-se algumas fotografias retiradas no decorrer da montagem dos provetes nas câmaras de triaxial.

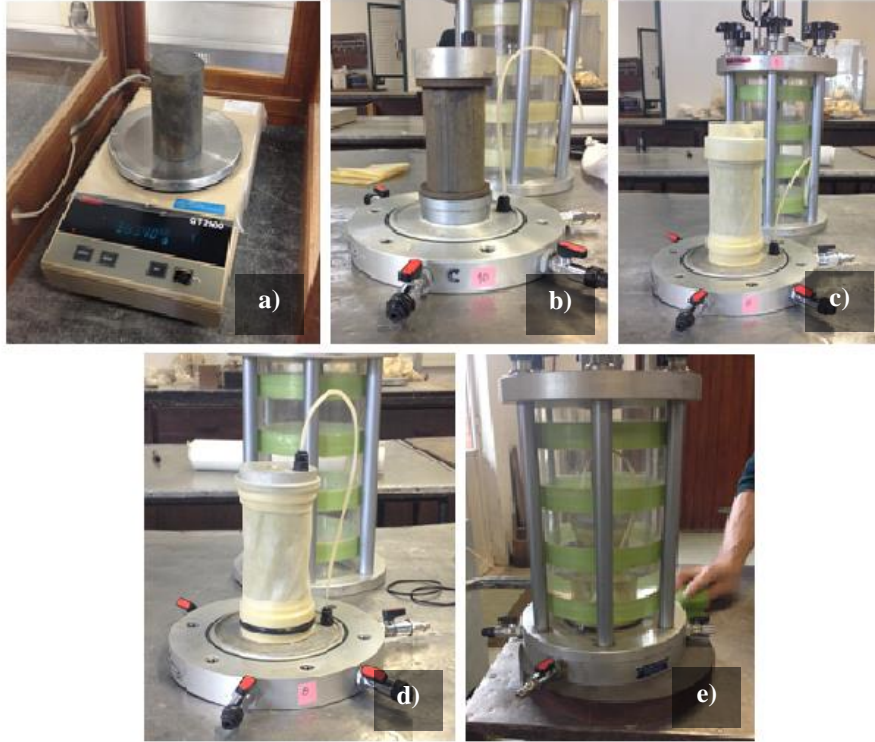


Figura 3. 15 : Montagem das amostras na câmara triaxial: a) Pesagem do provete; b) Colocação das placas porosas nas extremidades do provete; c) Colocação da membrana; d) Colocação dos anéis de borracha para fixação da membrana; e) Enchimento da câmara de triaxial.

O ensaio triaxial é realizado, essencialmente, em três fases: saturação, consolidação e corte. Os presentes ensaios decorreram sobre as amostras 5069, 5085, 5088, 5089 e 5129, por consolidação isotrópica e posterior corte não drenado (ensaio *CU*).

Na fase de saturação realizaram-se pequenos incrementos graduais da pressão na câmara *CP* e da contrapressão *BP*, e a sua diferença não deve exceder os 20 kPa. Na prática, realizaram-se incrementos da contrapressão e da pressão na câmara e registou-se a variação de pressão intersticial gerada Δu em condições não drenadas. O valor do parâmetro *B* foi assim determinado experimentalmente pela equação 3.6, obtida a partir da expressão de *Skempton*, para carregamento isotrópico $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2$.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (3.5)$$

em que Δu é a pressão intersticial gerada e $\Delta\sigma_3$ a tensão de consolidação. Considera-se que o provete saturado quando o parâmetro *B* se aproxima da unidade. Após se atingir a saturação pretendida para o provete o valor registado da contrapressão correspondente manteve-se para a fase seguinte de ensaio. Devido à baixa permeabilidade do material a fase de saturação foi muito morosa, tendo sido abrangidos períodos superiores a um mês.

Na fase de consolidação o provete sofre compressão gradual e consolida isotropicamente por dissipação das pressões intersticiais. A tensão efetiva de consolidação σ'_c de cada provete foi definida de acordo com a sua tensão vertical efetiva *in situ* σ'_{vo} , através do Princípio da Tensão Efetiva, como referido anteriormente em 3.5.3. Os valores da tensão de consolidação para cada provete apresentam-se na tabela 3.9.

A consolidação dos provetes 5089P1 e 5089P3, referidos na tabela 3.9, foi realizada por vários incrementos de carga de 50 kPa aplicadas instantaneamente até se atingir a tensão de consolidação pretendida, tendo-se efetuado leituras da variação volumétrica ao longo de vários patamares de tempo com o objetivo de se estudar a permeabilidade do material. As restantes amostras consolidaram a uma velocidade de 20 kPa diários. Na tabela 3.9 apresentam-se os valores relevantes desta fase para as amostras em questão.

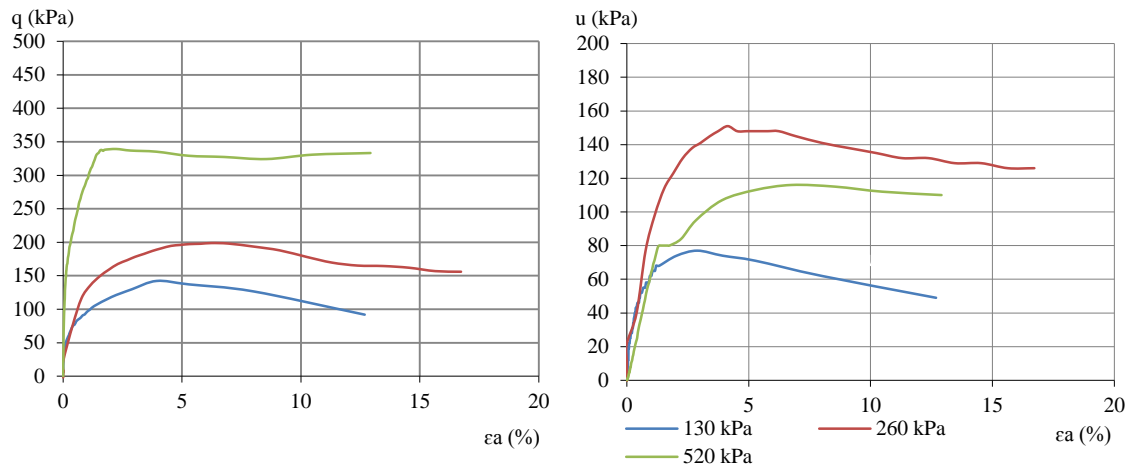
Tabela 3. 9: Dados relativos à fase de consolidação das amostras.

Amostra	Prof. (m)	Proвете	Tensão vertical efetiva σ'_{v0} (kPa)	σ'_c (kPa)	e_0	CP (kPa)	BP (kPa)
5069	6,4	5069P1	128	130	0,234	390	260
		5069P2		260	0,574	520	260
		5069P3		520	0,385	780	260
5085	11,35	5085P1	224	130	0,350	390	260
		5085P2		260	0,350	520	260
		5085P3		520	0,311	780	260
5088	7	5088P1	140	70	0,305	330	260
		5088P2		140	0,385	400	260
		5088P3		210	0,385	470	260
5089	27,78	5089P1	433	215	0,527	495	280
		5089P2		430	0,566	710	280
		5089P3		645	0,583	925	280
5129	8,4	5129P1	134	70	0,680	390	320
		5129P2		140	0,329	460	320
		5129P3		280	0,277	600	320

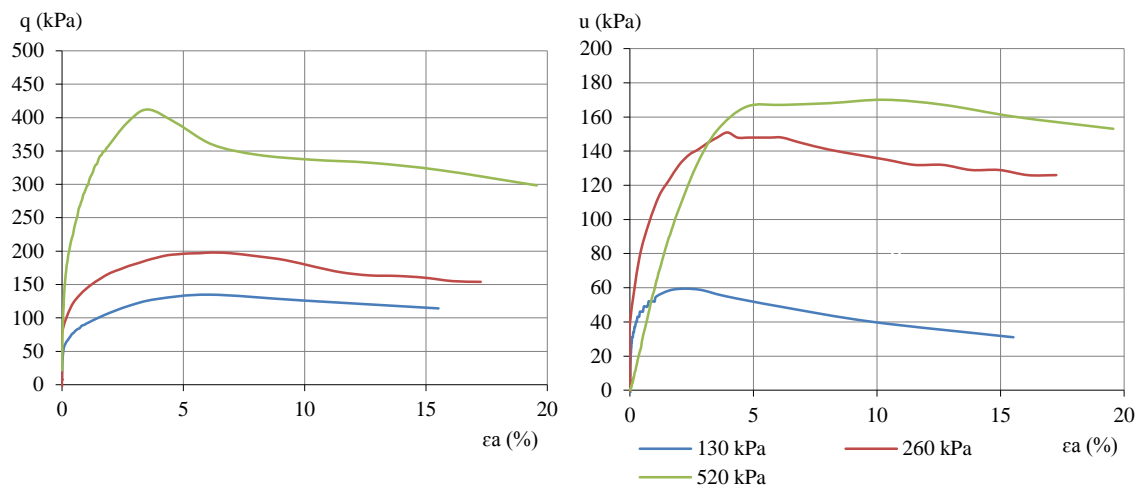
3.6.3 Apresentação dos resultados

Os resultados de ensaio foram obtidos após a fase de corte, realizada a uma velocidade de deformação axial constante e adquiridos pelo software *GDSLAB*, tendo sido necessário posteriormente tratar os dados. Na figura 3.16 apresentam-se os resultados através dos gráficos $q - \varepsilon_a$ e $u - \varepsilon_a$. Na figura 3.17 é possível observar a trajetória das tensões efetivas de cada provete pela análise $p' - q$.

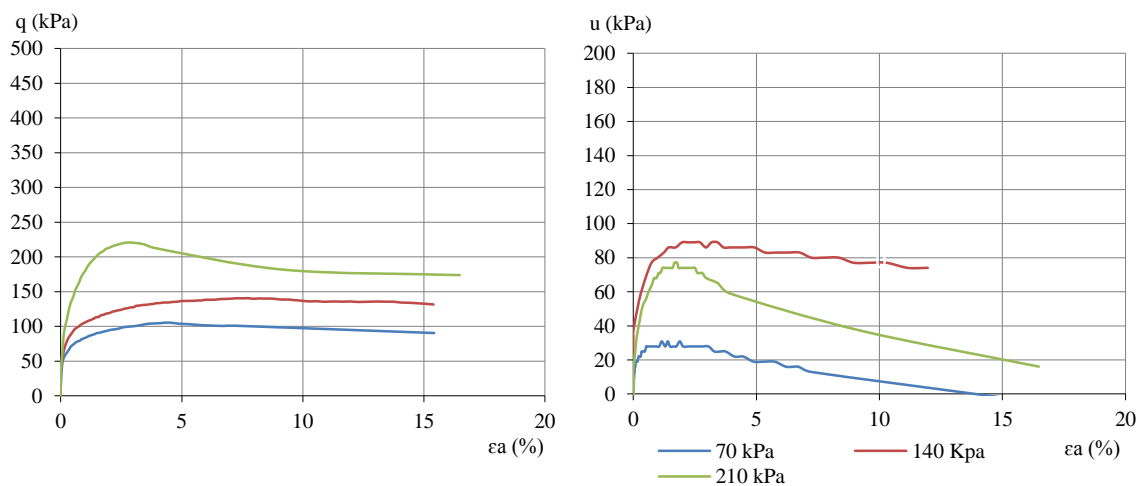
Amostra 5069



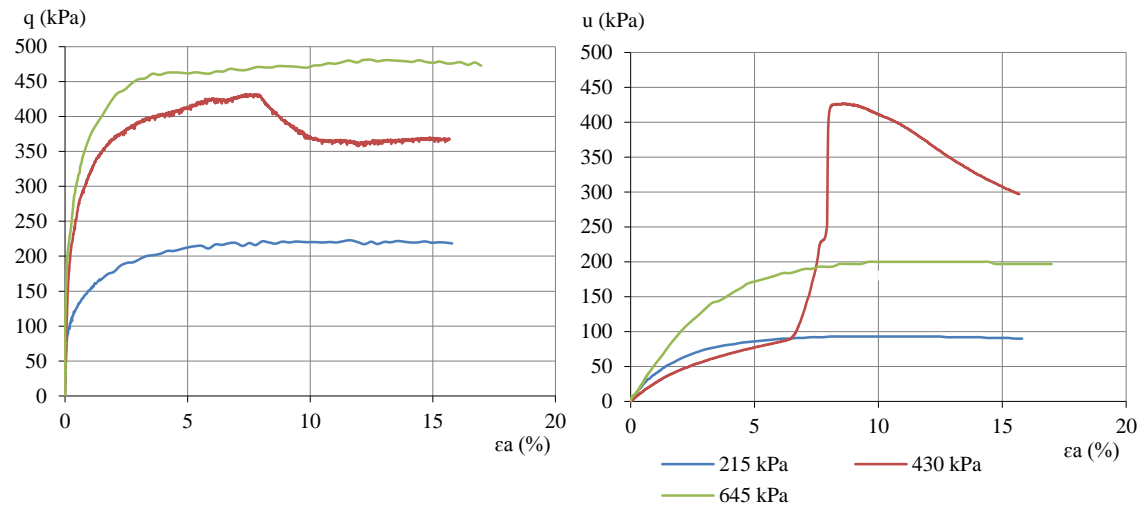
Amostra 5085



Amostra 5088



Amostra 5089



Amostra 5129

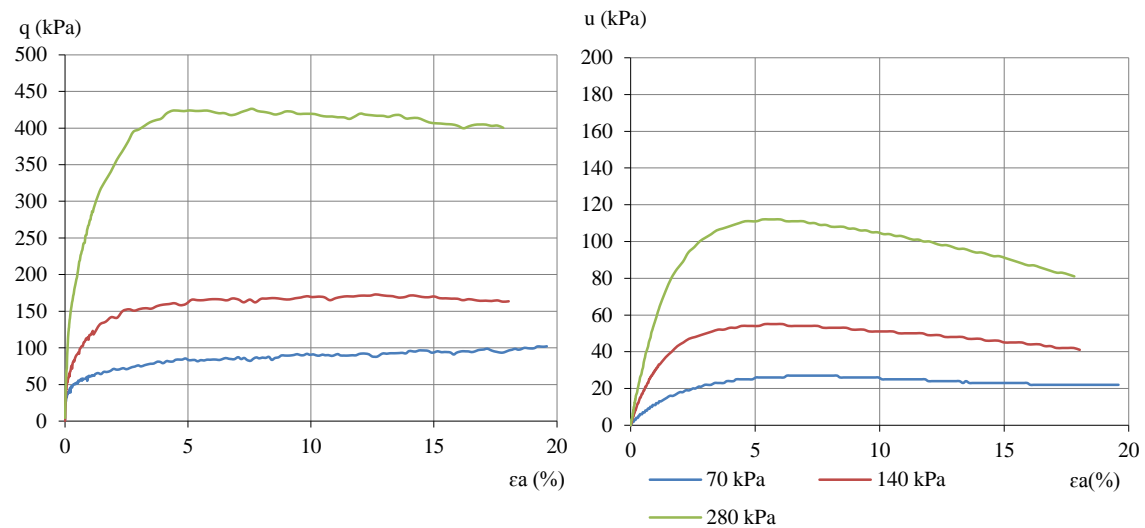


Figura 3. 16: Resultados dos ensaios triaxiais $q - \epsilon_a$ e $u - \epsilon_a$ para todas as amostras ensaiadas.

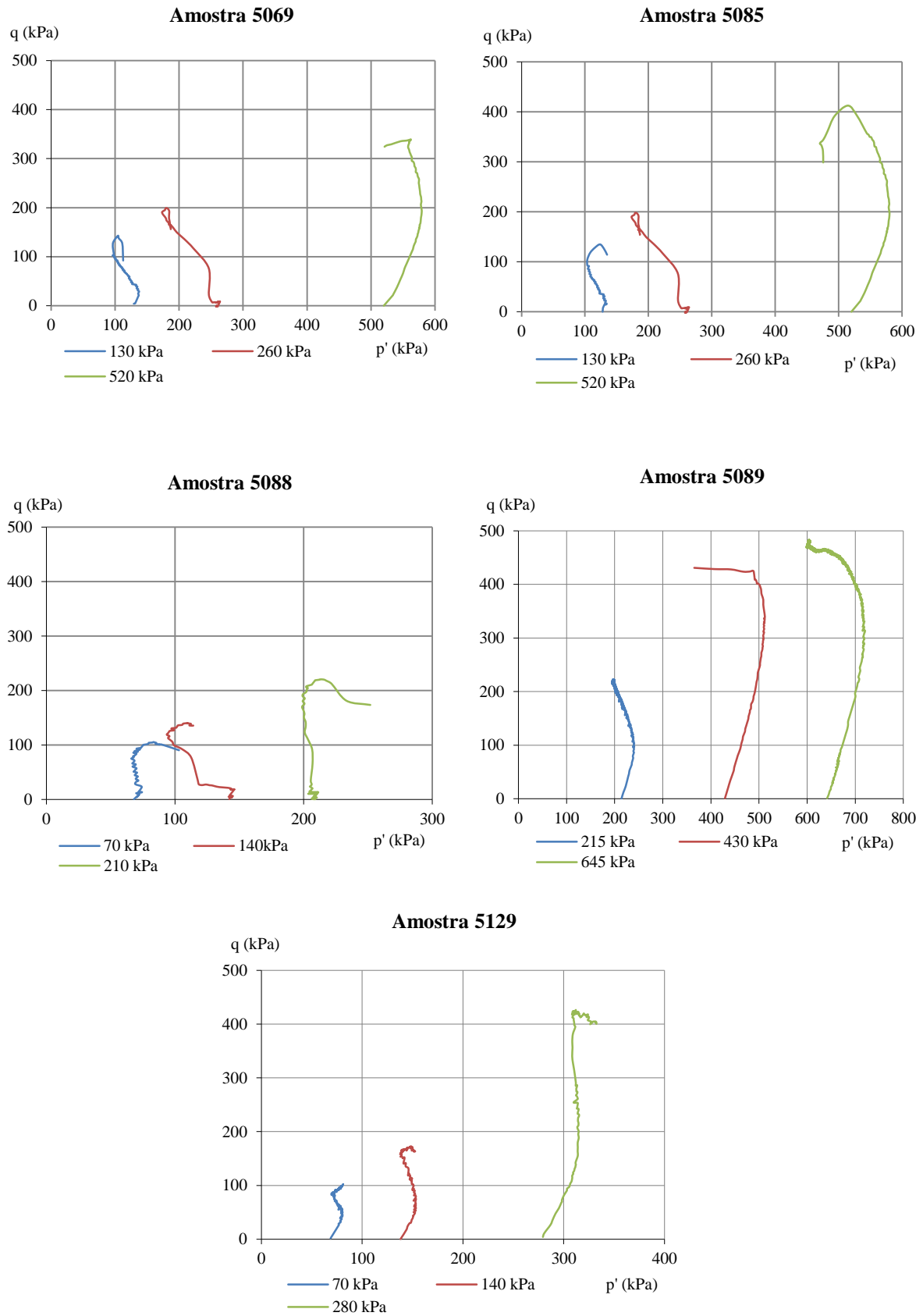


Figura 3. 17: Resultados dos ensaios triaxiais $p' - q$.

A partir dos resultados obtidos procedeu-se à sua análise e determinação dos parâmetros e grandezas necessárias para caracterização do material em estudo. Os resultados referentes ao provete 5089P2, com tensão de consolidação de 430 kPa, apresentados nas figuras 3.16 e 3.17, não foram contabilizados para análise do respetivo material por ter existido uma anomalia ao longo do ensaio, provavelmente a nível da membrana de borracha.

A existência de uma tensão de desvio máxima (ou de pico), muito ligeira em alguns dos provetes, verificada nos resultados ilustrados na figura 3.16, demonstra que o material se encontra no estado sobreconsolidado para as tensões de consolidação correspondentes.

Após o fim dos ensaios triaxiais das amostras 5089 e 5129, acompanhados ao longo do decorrer deste projeto, e posterior desmontagem, foi possível observar a deformação dos provetes, representados nas figuras 3.18 e 3.19. Verifica-se que em alguns provetes de ambas as amostras os planos de rotura não são bem definidos.



Figura 3. 18: Rotura dos provetes da amostra 5089.



Figura 3. 19: Rotura dos provetes da amostra 5129.

3.6.4 Determinação da permeabilidade k

A permeabilidade do material foi estimada na fase da circulação da água, prévia à consolidação, para os três provetes de ensaio das amostras 5089 e 5129, e na fase de consolidação no caso dos provetes 5089P1 e 5089P3. No caso das restantes amostras ensaiadas, não foram fornecidos os dados referentes ao estudo deste parâmetro.

Estimou-se a permeabilidade quando se iniciou a circulação da água no provete através da expressão:

$$k = \frac{Vl}{t\Delta hA} \quad (3.6)$$

em que t é o intervalo de tempo ao longo do qual se regista o volume de água V que atravessa a amostra, A a área da secção transversal da amostra, l o comprimento do percurso da água, neste caso a altura do provete, e Δh o valor da carga hidráulica em causa. Os valores da geometria dos provetes referidos encontram-se em anexo. Na prática foram calculados valores de permeabilidade para três intervalos de tempo em cada um dos provetes, sendo o segundo e terceiro intervalo referentes a 24h e 48h, respetivamente, após o primeiro registo. O volume de água V foi determinado pela diferença de leituras entre o início e fim de cada intervalo de tempo considerado. Na tabela 3.10 apresentam-se os resultados obtidos para uma pressão na câmara de 40 kPa e contrapressão de 20 kPa e uma carga hidráulica Δh de 200 cm.

Tabela 3. 10: Valores de permeabilidade obtidos na fase de circulação da água no provete.

Amostra	Prof. (m)	Proвете	Tensão de consolidação σ'_c (kPa)	t (s)	V (m ³)	Permeabilidade k (m/s)
5089	27,78	5089P1	215	64800	$1,54 \times 10^{-6}$	$4,42 \times 10^{-10}$
				86400	$1,74 \times 10^{-6}$	$3,68 \times 10^{-10}$
				86400	$2,36 \times 10^{-6}$	$4,97 \times 10^{-10}$
		5089P2	430	64800	$1,66 \times 10^{-6}$	$4,89 \times 10^{-10}$
				86400	$1,80 \times 10^{-6}$	$3,95 \times 10^{-10}$
				86400	$1,96 \times 10^{-6}$	$4,32 \times 10^{-10}$
		5089P3	645	64800	$0,13 \times 10^{-6}$	$0,37 \times 10^{-10}$
				86400	$0,87 \times 10^{-6}$	$1,83 \times 10^{-10}$
				86400	$1,20 \times 10^{-6}$	$2,56 \times 10^{-10}$
5129	8,4	5129P1	70	64800	$3,88 \times 10^{-6}$	$12,2 \times 10^{-10}$
				86400	$2,68 \times 10^{-6}$	$6,29 \times 10^{-10}$
				86400	$2,41 \times 10^{-6}$	$5,68 \times 10^{-10}$
		5129P2	140	64800	$0,69 \times 10^{-6}$	$2,33 \times 10^{-10}$
				86400	$0,78 \times 10^{-6}$	$1,91 \times 10^{-10}$
				86400	$1,04 \times 10^{-6}$	$2,54 \times 10^{-10}$
		5129P3	280	64800	-	-
				151800	$0,14 \times 10^{-6}$	$0,20 \times 10^{-10}$
				87719	$0,50 \times 10^{-6}$	$1,22 \times 10^{-10}$

Verifica-se que os valores de permeabilidade são próximos entre si e dentro de uma gama de valores de 10^{-10} que traduz baixa permeabilidade do material. No primeiro intervalo de tempo do provete 5129P3 não foi possível estimar a permeabilidade devido a erros laboratoriais, não tendo existido percolação.

A permeabilidade pôde ainda ser estimada na fase de consolidação isotrópica nos provetes 5089P1 e 5089P3, como proposto e descrito em Vieira (2006) através da equação:

$$k = c_v \frac{\gamma_w}{K'} \quad (3.7)$$

sendo c_v o coeficiente de consolidação e K' o módulo de compressibilidade volumétrica.

Na prática, determinou-se um valor de permeabilidade para cada incremento de carga de 50 kPa até ser atingida a tensão de consolidação pretendida de 215 kPa e 645 kPa, relativas aos provetes 5089P1 e 5089P3, respetivamente. Foi possível definir uma curva de consolidação semelhante à que se obtém através do ensaio edométrico para cada incremento, uma curva $\Delta h - \log(t)$, e determinar o coeficiente de consolidação c_v através do traçado do *Método de Casagrande*. Neste estudo utilizou-se valores de variação volumétrica ΔV , em vez de valores de Δh , registados para cada patamar de tempo nos incrementos de carga realizados. A determinação gráfica do coeficiente de consolidação encontra-se em anexo.

O módulo de compressibilidade volumétrica foi obtido pela análise das curvas de compressão isotrópica e da variação da deformabilidade volumétrica em função da tensão efetiva de consolidação. Na figura 3.20, verifica-se que a taxa de deformação volumétrica é constante, pois a distribuição dos pontos para cada patamar de tensão é aproximadamente linear, o que indica um comportamento do material no estado sobreconsolidado. Os valores inseridos de deformação volumétrica correspondem ao valor final de cada patamar de carga efetuado. A representação da compressão isotrópica, volume específico v segundo o logaritmo da tensão efetiva de consolidação, permitiu determinar o parâmetro κ pelo ajuste de uma linha de tendência que expressa a trajetória dos valores ($v = v_k - \kappa \ln(p')$). Foram obtidos os valores de 0,051 e 0,066 para os provetes 5089P1 e 5089P3, respetivamente, como indicado pelos gráficos apresentados na figura 3.21. Posteriormente foi possível calcular o módulo de deformabilidade volumétrico K' ($p'v/\kappa$).

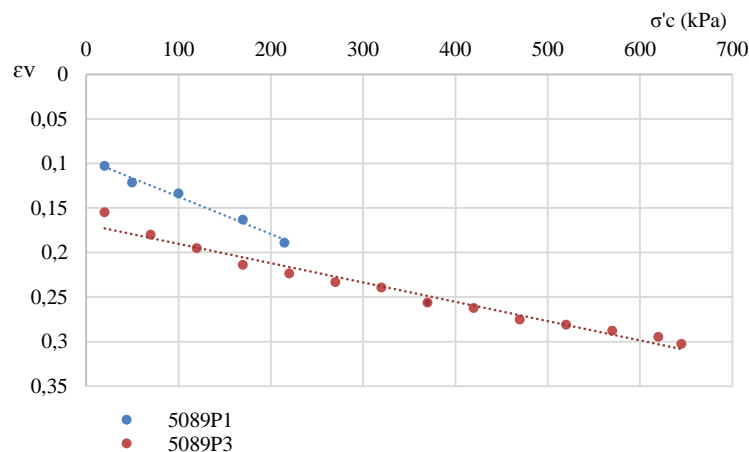


Figura 3. 20: Evolução da deformação volumétrica na fase de consolidação das amostras 5089P1 e 5089P3.

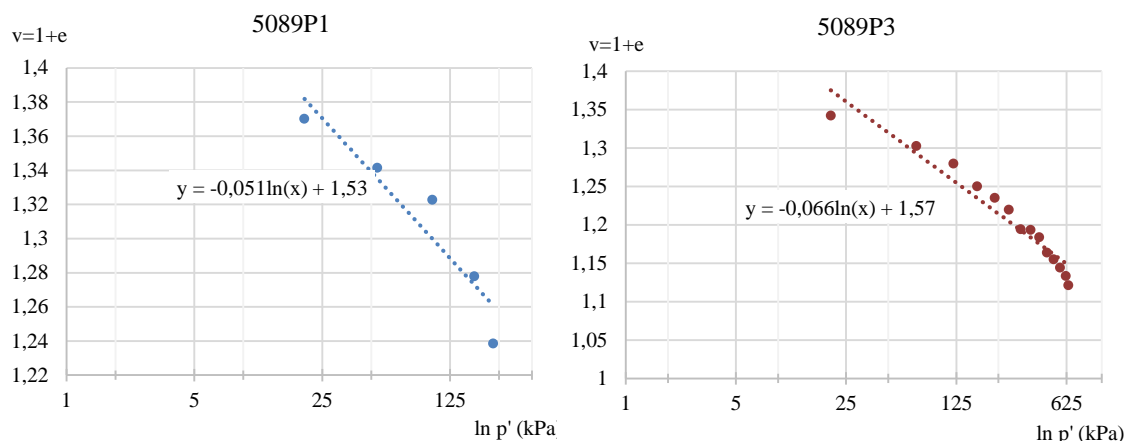


Figura 3. 21: Compressão isotrópica dos provetes 5089P1 e 5089P3.

Os valores necessários calculados para determinação da permeabilidade para cada incremento de carga de 50 kPa apresentam-se na tabela 3.11. Para o patamar de carga referente a $p'=370$ kPa, no provete 5089P3, não foi possível determinar o coeficiente de consolidação e, consequentemente, a permeabilidade, pois para este incremento não se obtiveram resultados espectáveis devido à instabilidade do controlador que não devolveu valores corretos para o tratamento e análise em questão.

Tabela 3. 11: Valores de permeabilidade para os patamares de carga efetuadas nas fases de consolidação dos provetes 5089P1 e 5089P3.

Proвете	p' (kPa)	v	K' (kPa)	c_v (m^2/s) (Método de Casagrande)	k (m/s)
5089P1	50	1,33	1304,40	$1,57 \times 10^{-8}$	$1,28 \times 10^{-11}$
	100	1,30	2539,48	$5,60 \times 10^{-8}$	$2,81 \times 10^{-11}$
	170	1,27	4226,91	$1,31 \times 10^{-8}$	$3,94 \times 10^{-12}$
	215	1,26	5295,31	$6,64 \times 10^{-9}$	$1,60 \times 10^{-12}$
5089P3	70	1,29	1367,76	$2,61 \times 10^{-8}$	$1,76 \times 10^{-11}$
	120	1,25	2280,05	$2,18 \times 10^{-8}$	$1,04 \times 10^{-11}$
	170	1,23	3170,85	$1,40 \times 10^{-8}$	$4,76 \times 10^{-12}$
	220	1,21	4046,74	$3,27 \times 10^{-8}$	$8,62 \times 10^{-12}$
	270	1,20	4911,15	$2,01 \times 10^{-8}$	$4,34 \times 10^{-12}$
	320	1,19	5766,26	$4,90 \times 10^{-8}$	$8,93 \times 10^{-12}$
	370	1,18	6613,52	-	-
	420	1,17	7454,00	$4,36 \times 10^{-8}$	$6,06 \times 10^{-12}$
	470	1,16	8288,52	$5,03 \times 10^{-8}$	$6,25 \times 10^{-12}$
	520	1,16	9117,71	$5,60 \times 10^{-8}$	$6,26 \times 10^{-12}$
	570	1,15	9942,08	$6,53 \times 10^{-8}$	$6,69 \times 10^{-12}$
	620	1,15	10762,06	$3,56 \times 10^{-8}$	$3,36 \times 10^{-12}$
	645	1,14	11170,52	$1,12 \times 10^{-8}$	$1,01 \times 10^{-12}$

Os valores de permeabilidade obtidos, na ordem de 10^{-12} , são inferiores aos resultados obtidos pelo ensaio edométrico, apresentados na tabela 3.7, e revelam um material muito impermeável. São valores com uma ordem superior aos obtidos para a fase de circulação da água, ou seja, com permeabilidade mais baixa, o que vai de encontro com o facto de o provete se encontrar saturado na fase de consolidação. As diferenças de resultados obtidos no ensaio triaxial podem resultar de um processo de saturação eficaz neste caso.

3.6.5 Parâmetros de resistência

Os parâmetros de resistência do material c_u , A_f , c' e ϕ' são determinados através da envolvente de rotura que pode ser definida através da análise de dois critérios distintos. Um dos critérios utiliza o máximo valor da tensão de desvio $q_{máx}$, e o outro é baseado no instante em que a relação entre as tensões efetivas é máxima $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx}$. Uma correta análise dos resultados pressupõe o uso de apenas um dos critérios para todos os ensaios realizados, sendo que é mais habitual o estudo a partir da máxima tensão de desvio. Em alguns resultados esse valor nem sempre é fácil de definir, pois há a possibilidade de existirem diferentes pontos máximos. Neste estudo considerou-se o uso dos dois critérios para posterior análise e comparação dos resultados entre ambos.

Determinou-se a resistência não drenada c_u a partir dos valores de rotura propostos por ambos os critérios descritos, e ainda o parâmetro A de *Skempton* (ou coeficiente de pressão intersticial), para o final da fase de corte A_f , definido, no caso de um solo saturado e para uma trajetória triaxial convencional, pelo quociente entre a variação da pressão intersticial Δu e a variação da tensão axial $\Delta \sigma_1$. Os valores são apresentados na tabela 3.12.

Tabela 3. 12: Parâmetros de resistência do material ensaiado.

Amostra	Prof. (m)	σ'_c (kPa)	Critério 1 ($q_{máx}$)				Critério 2 ($(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx}$)				
			$q_{máx}$ (kPa)	ε_a (%)	c_u (kPa)	A_f	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx}$	q (kPa)	ε_a (%)	c_u (kPa)	A_f
5069	6,4	130	142,39	3,93	71,20	0,541	3,50	142,39	3,90	71,20	0,520
		260	198,97	7,89	99,49	0,759	2,76	198,97	6,23	99,49	0,744
		520	339,47	12,92	169,74	0,342	1,81	339,47	12,92	169,74	0,324
5085	11,35	130	134,68	6,07	67,34	0,438	2,75	127,98	3,89	63,99	0,430
		260	197,81	8,36	98,91	0,763	2,75	197,81	6,16	98,91	0,748
		520	412,34	3,53	206,17	0,412	2,09	412,34	3,53	206,17	0,369
5088	7	70	105,3	4,47	52,65	0,294	3,39	100,2	3,06	50,10	0,279
		140	140,4	8,55	70,20	0,634	3,42	130,73	3,42	65,37	0,681
		210	220,67	3,65	110,34	0,349	2,61	219,14	2,51	109,57	0,338
5089	27,78	215	222,8	11,65	111,40	0,417	2,81	222,8	11,65	111,40	0,417
		430	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		645	481,46	13,13	240,73	0,415	2,09	480,69	14,44	240,35	0,416
5129	8,4	70	102,22	19,59	51,11	0,264	3,17	102	19,2	51,00	0,216
		140	172,77	12,63	86,39	0,318	2,98	166	5,86	83,00	0,331
		280	426,14	7,6	213,07	0,263	3,52	423,7	5,77	211,85	0,264

A diferença de resultados da resistência não drenada entre os dois critérios é muito ligeira ou igual para alguns dos provetes de ensaio analisados, pelo que se verifica que os dois critérios convergem para a mesma análise. O parâmetro A_f apresenta valores também muito próximos entre os dois critérios e até iguais em alguns casos. Este parâmetro está relacionado com a sobreconsolidação e, através da análise dos valores obtidos, revela que o material se encontra ligeiramente sobreconsolidado. Os resultados deveriam apresentar um valor crescente para as tensões de consolidação mais elevadas, o que não se verifica. No entanto, neste estudo não se pormenorizou a análise deste parâmetro.

O estudo dos parâmetros de resistência foi realizado com recurso ao gráfico $s' - t$, e obtiveram-se o valor do ângulo de resistência ao corte ϕ' e da coesão c' através da regressão de uma reta pelos pontos representativos dos três provetes de ensaio de cada amostra. Obtiveram-se valores muito semelhantes entre os resultados obtidos pelos critérios em estudo, apresentados na tabela 3.13.

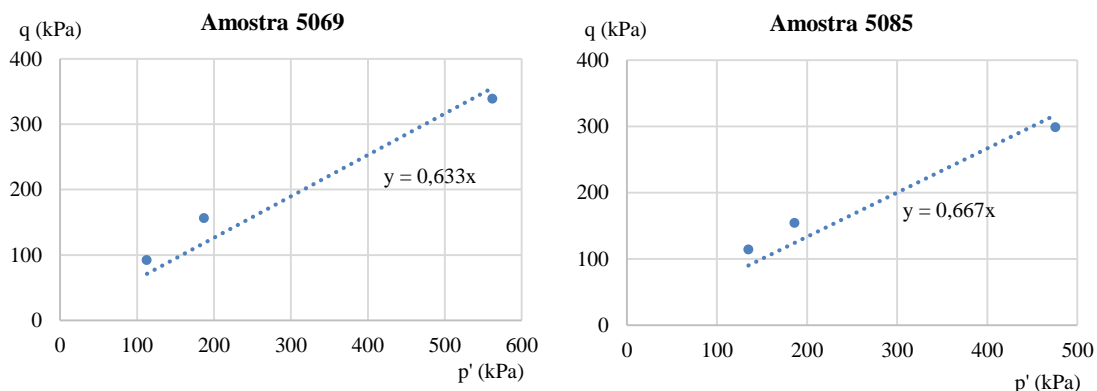
Tabela 3. 13: Resultados do ângulo de resistência ao corte e coesão das amostras ensaiadas.

Amostra	Prof. (m)	Critério 1 ($q_{m\acute{a}x}$)		Critério 2 ($((\sigma'_1/\sigma'_3)_{m\acute{a}x})$)	
		ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
5069	6,4	11,71	29,31	11,71	29,32
5085	11,35	15,55	10,12	15,72	7,63
5088	7	17,16	14,16	17,64	10,35
5089	27,78	13,36	36,93	13,36	37,1
5129	8,4	25,02	0	24,9	0

3.6.6 Resistência no estado crítico

O estado crítico do material foi analisado com recurso aos gráficos $p' - q$ e $p' - v$ através da estimativa dos parâmetros que definem a linha de estados críticos (LEC). Foi estimado o parâmetro M , declive da linha de estados críticos no gráfico $p' - q$, a partir da regressão de uma reta pelos valores correspondentes à chegada das tensões efetivas ao estado crítico, apresentado na figura 3.22. O ângulo de atrito de resistência ao corte no estado crítico ϕ'_{ec} , cujos valores se apresentam na tabela 3.14, obteve-se pela expressão:

$$\phi'_{ec} = \text{asin}\left(\frac{3M}{6+M}\right) \quad (3.8)$$



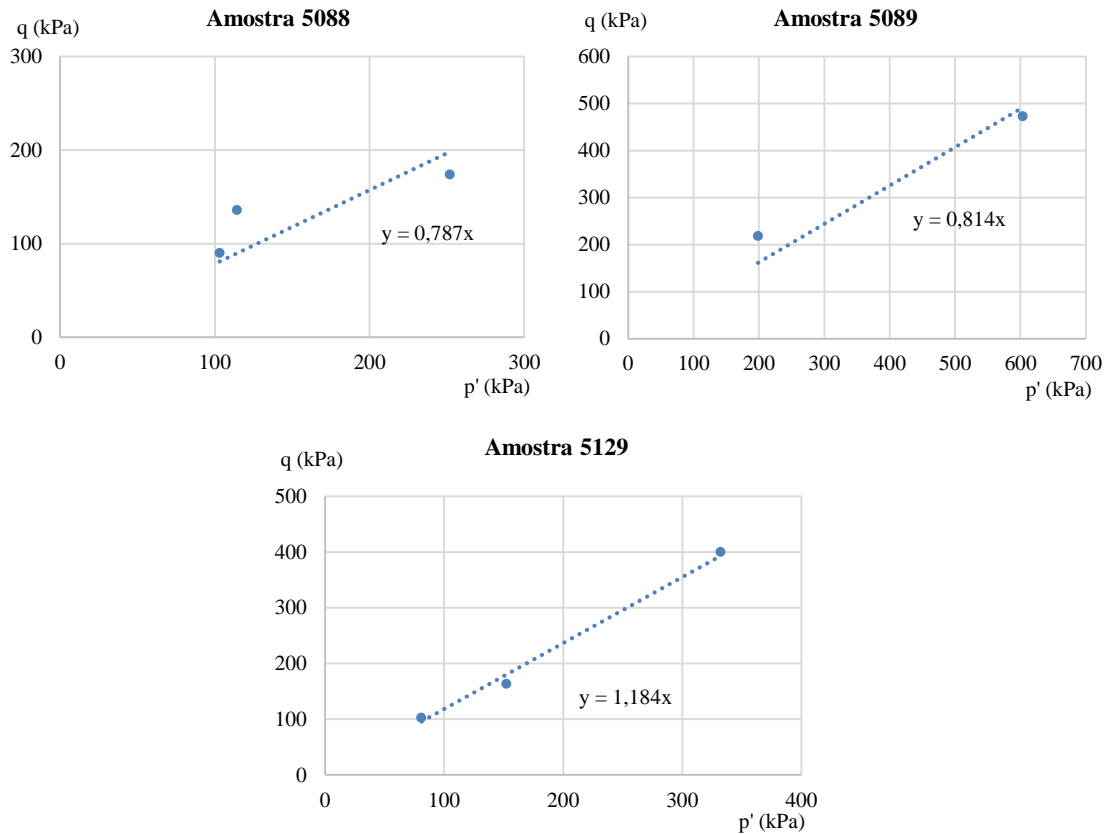


Figura 3. 22: Regressão aos pontos da tensão efetiva de chegada ao estado crítico para todas as amostras ensaiadas.

Tabela 3. 14: Valores obtidos para o ângulo de resistência ao corte no estado crítico.

Amostra	Prof. (m)	M	ϕ'_{ec} (°)
5069	6,4	0,633	16,64
5085	11,35	0,667	17,47
5088	7	0,787	20,36
5089	27,78	0,814	21,0
5129	8,4	1,184	29,6

Como seria de esperar, os ângulos de resistência ao corte no estado crítico são superiores aos ângulos de resistência ao corte de pico e verifica-se esta tendência nos resultados obtidos neste estudo. Os valores obtidos do ângulo de resistência ao corte são próximos, exceto o valor da amostra 5129 que é ligeiramente superior.

3.6.7 Análise da sobreconsolidação

O quociente c_u/σ'_c para solos sobreconsolidados pode ser relacionado com o grau de sobreconsolidação OCR segundo diversas propostas de autores através da expressão:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_c}\right)_{SC} = \left(\frac{c_u}{\sigma'_c}\right)_{NC} OCR^A \quad (3.9)$$

É possível analisar os valores de OCR obtidos pela expressão indicada com os resultados que se obtiveram anteriormente pelo ensaio edométrico na secção 3.5.3, apresentados na tabela 3.8. O processo inverso também é uma possível análise.

Cada autor propõe diferentes valores para os parâmetros $(c_u/\sigma'_c)_{NC}$ e A baseados no tipo de ensaio triaxial realizado e no material em estudo. Para argilas sujeitas a ensaios consolidados não drenados, por consolidação isotrópica, Mayne (1988) propõe que $0,25 \leq (c_u/\sigma'_c)_{NC} \leq 0,55$ e $A=0,7$. Jamiolkowski (1985) recomenda, para estudos de estabilidade, $(c_u/\sigma'_c)_{NC} = (0,23 \pm 0,04)$ e $A=0,8$.

As propostas em estudo permitiram obter um limite superior e inferior para estimativa do OCR, apresentados na tabela 3.15. Note-se que para esta análise foram usados os resultados obtidos de c_u , partir do critério 1, e σ'_c presentes na tabela 3.12.

Tabela 3. 15: Propostas de OCR a partir da análise não drenada dos provetes triaxiais.

Amostra	σ'_{v0} (kPa)	Tensão de consolidação (σ'_c) (kPa)	$q_{m\acute{a}x}$	c_u	c_u/σ'_c	Propostas OCR			
						Mayne (1988)		Jamiolkowski (1985)	
						OCR_{min}	$OCR_{m\acute{a}x}$	OCR_{min}	$OCR_{m\acute{a}x}$
5069	128	130	142,39	71,20	0,548	1,00	3,07	2,42	3,76
		260	198,97	99,49	0,383	1,00	1,84	1,55	2,40
		520	339,47	169,74	0,326	1,00	1,46	1,27	1,97
5085	224	130	134,68	67,34	0,518	1,00	2,83	2,26	3,50
		260	197,81	98,91	0,380	1,00	1,82	1,53	2,38
		520	412,34	206,17	0,396	1,00	1,93	1,62	2,51
5088	140	70	105,3	52,65	0,752	1,56	4,82	3,60	5,58
		140	140,4	70,20	0,501	1,00	2,70	2,17	3,36
		210	220,67	110,34	0,525	1,00	2,89	2,30	3,57
5089	433	215	222,8	111,40	0,518	1,00	2,83	2,26	3,50
		430	-	-	-	-	-	-	-
		645	481,46	240,73	0,373	1,00	1,77	1,50	2,33
5129	134	70	102,22	51,11	0,730	1,50	4,62	3,47	5,38
		140	172,77	86,39	0,617	1,18	3,64	2,81	4,36
		280	426,14	213,07	0,761	1,59	4,90	3,65	5,67

Os intervalos de valores estimados pela proposta de Jamiolkowski (1985) descrevem um material sobreconsolidado a fortemente sobreconsolidado, pois a maioria dos resultados são superiores a 2. São resultados que se aproximam dos valores de OCR obtidos por Marques (1998) e Vieira (2006), através da análise dos ensaios edométricos, para as *Argilas dos Prazeres* e *Formação de Benfica*, respetivamente. A proposta de Mayne (1998) apresenta um intervalo de resultados inferiores a Jamiolkowski (1985).

Pelas razões apresentadas em 3.5.3, os resultados obtidos através da proposta de Jamiolkowski (1985) são os mais próximos da estimativa que se pretende para os valores de OCR deste material. A partir do valor da tensão de consolidação mais próxima da tensão vertical *in situ* estimou-se um intervalo para a tensão de pré-consolidação através dos resultados de OCR propostos por Jamiolkowski (1985). Os resultados obtidos apresentam-se na tabela 3.16.

Tabela 3. 16: Valores estimados para a tensão de pré-consolidação σ_p^* a partir dos resultados obtidos pela proposta de Jamiolkowski (1985).

Amostra	σ'_{v0} (kPa)	Tensão de consolidação (σ'_c) (kPa)	$\sigma_{p,min}^*$ (kPa)	$\sigma_{p,max}^*$ (kPa)
5069	128	130	314,6	488,8
5085	224	260	397,8	618,8
5088	140	140	303,8	470,4
5129	134	140	393,4	610,4

Os valores estimados da tensão de pré-consolidação σ_p^* são significativamente superiores aos valores obtidos pela análise das curvas de compressão dos ensaios edométricos, apresentados em 3.5.3 na tabela 3.8, e são muito próximos da gama de valores da tensão de pré-consolidação obtidos para as *Argilas dos Prazeres*. Na figura 3.21 é possível admitir, para o provete 5089P3, que a tensão de pré-consolidação se encontra aproximadamente nos 500 kPa, devido à tendência dos pontos observada.

O coeficiente de impulso em repouso para materiais sobreconsolidados K_0^{OC} pode ser estimado através da expressão:

$$K_0^{OC} = (1 - \sin \phi'_{ec}) OCR^{\sin \phi'_{ec}} \quad (3.10)$$

Estimou-se o coeficiente de impulso em repouso para tensão de consolidação mais próxima da tensão vertical efetiva *in situ* da amostra, a partir do intervalo de valores de OCR obtidos pela proposta de Jamiolkowski (1985), apresentados na tabela 3.16. Na tabela 3.17 apresenta-se o intervalo de valores estimados para o coeficiente de impulso em repouso. Os valores do ângulo de resistência ao corte (no estado crítico) encontram-se na tabela 3.14.

Tabela 3. 17: Estimativa do coeficiente de impulso em repouso a partir dos valores de OCR propostos por Jamiolkowski (1985).

Amostra	σ'_{v0} (kPa)	Tensão de consolidação (σ'_c) (kPa)	OCR_{min} (kPa)	OCR_{max} (kPa)	$K_{0,min}^{OC*}$ (-)	$K_{0,max}^{OC*}$ (-)
5069	128	130	2,42	3,76	0,919	1,043
5085	224	260	1,53	2,38	0,795	0,908
5088	140	140	2,17	3,36	0,854	0,994
5129	134	140	2,81	4,36	0,843	1,047

*valores estimados a partir da proposta de Jamiolkowski (1985) para o OCR

Os valores obtidos para estimativa de K_0^{OC} são próximos, variando de 0,795 a 1,047. Para cada amostra, o intervalo de valores apresenta também valores próximos entre o limite máximo e mínimo.

3.7 Análise global dos resultados

A análise de resultados dos ensaios apresentados ao longo deste capítulo permite concluir o seguinte.

Os solos ensaiados são, na sua maioria, argilas pouco plásticas com índices de consistência superiores à unidade, ou seja, argilas densas e rijas. As suas características são semelhantes às *Argilas dos Prazeres*, essencialmente, e às argilas da *Formação de Benfica*, e a idade geológica aparenta ser próxima da idade das referidas argilas, que datam do Oligocénico e Miocénico.

Os valores do índice de compressibilidade obtidos foram limitados pelo tipo de ensaio edométrico realizado, de baixa capacidade, por comparação aos resultados apresentados para materiais semelhantes das *Argilas dos Prazeres* e argilas da *Formação de Benfica*, obtidos a partir do edómetro de alta pressão. Através do ensaio edométrico de alta pressão, a curva de compressão virgem obtida seria mais definida e inclinada levando a valores de C_c superiores aos estimados. Consequentemente, os valores obtidos para o grau de sobreconsolidação OCR e para a tensão de pré-consolidação σ'_p , estimados a partir do método Simplificado, foram muito diferentes comparativamente aos resultados apresentados para as *Argilas dos Prazeres* e *Formação de Benfica*. Devido ao tipo de ensaio aplicado o material foi definido como sendo ligeiramente sobreconsolidado e, pelo que se supõe segundo as referências até agora feitas, o seu comportamento é sobreconsolidado. De fato, segundo os valores apresentados na tabela 3.16, a tensão de pré-consolidação, estimada pela proposta de Jamiolkowski (1985), são muito próximos dos apresentados para as *Argilas dos Prazeres*, e a partir da figura 3.21 é possível admitir que ronda os 500 kPa.

A permeabilidade do material foi estimada através de três meios distintos. A partir do ensaio edométrico foram obtidos valores dentro da gama de valores de 10^{-11} , na sua maioria. A estimativa da permeabilidade realizou-se também pelo ensaio triaxial na fase de circulação da água e na fase de consolidação, tendo sido obtidos resultados na ordem de 10^{-10} e 10^{-12} , respetivamente. Na fase de consolidação este parâmetro foi estimado com recurso ao coeficiente de consolidação vertical c_v , e os valores apresentam uma ordem superior aos da fase de circulação da água devido à saturação do provete.

Os valores do ângulo de resistência ao corte de pico ϕ' obtidos foram inferiores aos do estado crítico ϕ'_{ec} , como seria de esperar. Os ângulos de resistência ao corte no estado crítico obtidos para cada amostra são próximos entre si, com exceção da amostra 5129 que apresenta um valor superior de 29, 6°. Por apresentar um comportamento não drenado, foi possível determinar para cada provete triaxial a sua resistência ao corte não drenada c_u .

Os parâmetros estimados experimentalmente neste capítulo, e a caracterização e identificação deste material, permitiram estudar e determinar as variáveis necessárias para a modelação do comportamento destes provetes triaxiais, apresentados ao longo do próximo capítulo.

Capítulo 4

4 Modelação numérica do comportamento dos provetes triaxiais ensaiados

4.1 Considerações iniciais. O programa *Plaxis*

Nesta secção é apresentado o estudo de modelação dos ensaios triaxiais das amostras ensaiadas com recurso ao programa de elementos finitos *Plaxis*. Este programa é utilizado para modelar os mais diversos problemas geotécnicos cujo comportamento é simulado com recurso aos modelos constitutivos disponíveis no programa de elementos finitos. A análise dos problemas pode ser realizada em axissimetria ou estado plano de deformação, e os resultados obtidos devem aproximar-se o mais possível dos resultados experimentais.

Modelou-se o comportamento dos três provetes do ensaio triaxial das amostras 5085 e 5129 através dos modelos constitutivos *Mohr-Coulomb*, *Cam-Clay Modificado* e *Hardening Soil*. No primeiro ponto são descritos os parâmetros definidos para modelar cada provete, de acordo com cada modelo constitutivo que requer um conjunto de parâmetros a determinar. Os parâmetros obtidos através do estudo e tratamento dos ensaios laboratoriais previamente realizados e por relações empíricas. Em seguida são explicadas as etapas da modelação realizada, que inclui a geometria adotada para modelo de cálculo e o procedimento da simulação do ensaio triaxial nas condições do programa. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos da modelação com o objetivo de realizar uma análise comparativa com os resultados experimentais dos ensaios triaxiais das amostras e apresentam-se as conclusões e limitações do estudo conduzido.

4.2 Parâmetros de resistência e parâmetros elásticos dos modelos em estudo

4.2.1 Parâmetros do Modelo *Mohr-Coulomb*

O modelo elástico perfeitamente – plástico requer o uso de cinco parâmetros apresentados na secção 2.3.1 na tabela 2.2 que são descritos e definidos sem seguida.

O módulo de *Young* ou módulo de rigidez axial é determinado a partir dos resultados experimentais triaxiais representados nos gráficos $q - \varepsilon_a$, apresentados anteriormente na secção 3.6.3, e é definido como o declive da reta secante ao ponto correspondente a metade da tensão deviatória máxima ($(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$), com ordenada na origem, sendo representado por E_{50} . Determinou-se o módulo de rigidez para os três provetes de ensaio de cada amostra ilustrados nas figuras 4.1 e 4.2. Na tabela 4.1 encontram-se os valores aproximados de q_{50} e ε_a do ponto de intersecção da reta com os dados experimentais. Os valores aproximados da tensão deviatória máxima foram retirados da análise apresentada na tabela 3.12, através do critério 1.

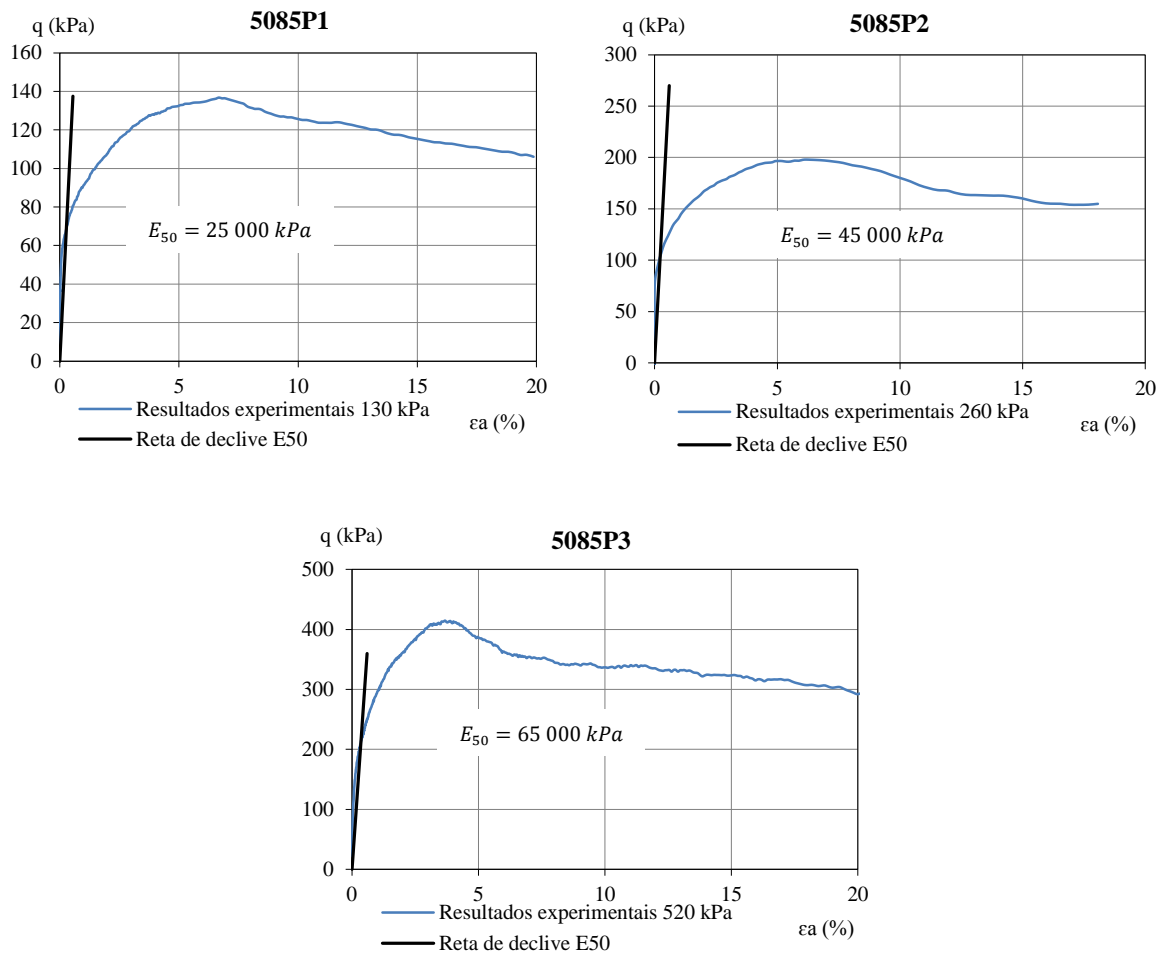


Figura 4. 1: Determinação do módulo de rigidez E_{50} para cada provete de ensaio triaxial da amostra 5085.

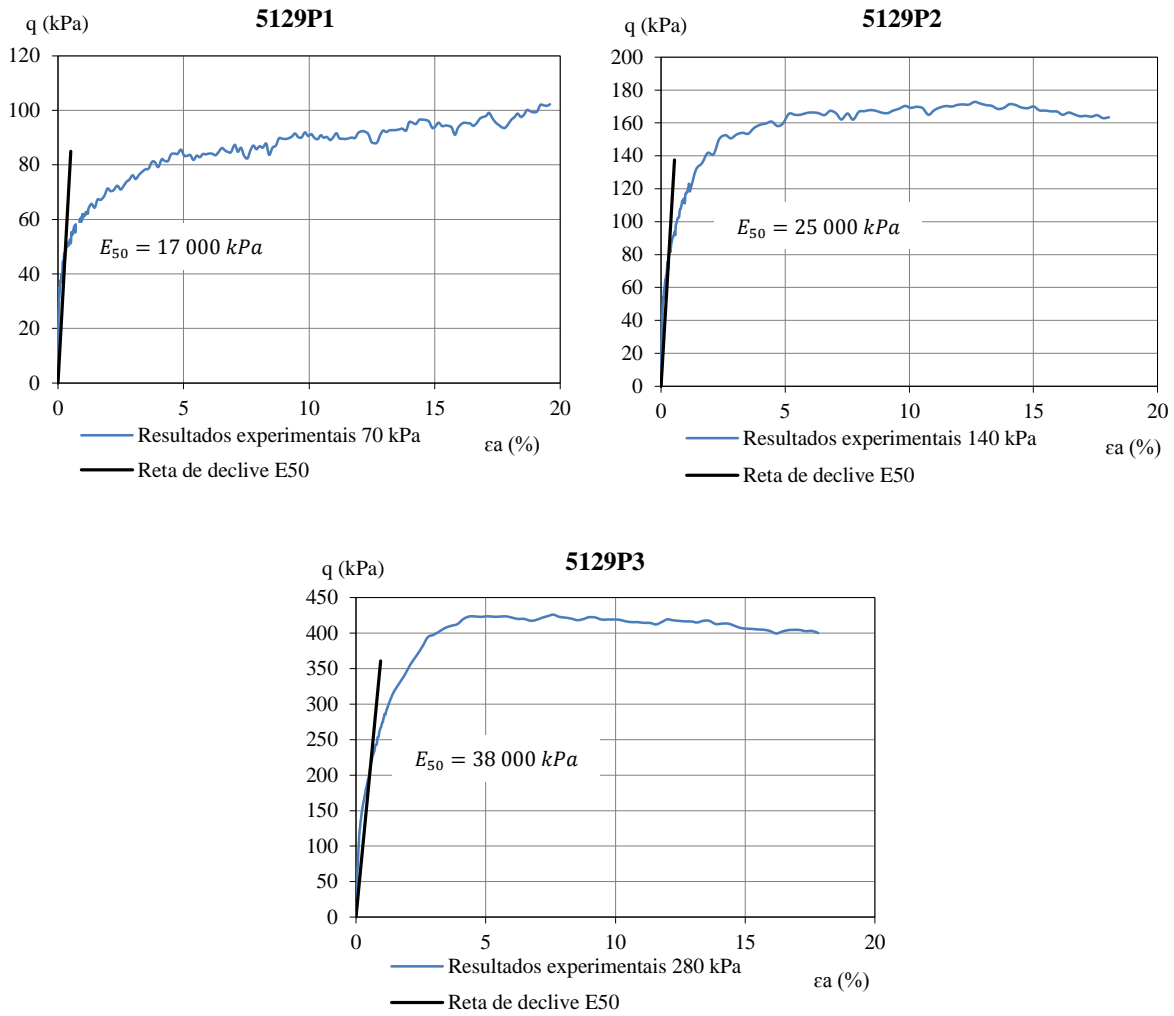


Figura 4. 2: Determinação do módulo de rigidez E_{50} para cada provete de ensaio triaxial da amostra 5129

Tabela 4. 1: Valores de q_{50} e ε_a correspondentes ao ponto de intersecção da reta de declive E_{50} com o gráfico dos resultados experimentais.

Amostra	Provete	Tensão de consolidação σ'_c (kPa)	$q_{m\acute{a}x}$ (kPa)	E_{50} (kPa)	$q_{50\%}$ (kPa)	ε_a (%)
5085	5085P1	130	135	25000	65,7	0,27
	5085P2	260	198	45000	99	0,22
	5085P3	520	412	65000	206	0,32
5129	5129P1	70	102	17000	51	0,6
	5129P2	140	173	25000	86,5	0,69
	5129P3	280	426	38000	213	1,12

A análise não drenada (em tensões efetivas) do material é realizada por parâmetros de resistência distintos, segundo o tipo de drenagem que se seleciona para modelar o comportamento do provete de ensaio. O programa *Plaxis* disponibiliza três análises possíveis para o comportamento não drenado do solo em estudo, que se distinguem entre si pelos parâmetros que utilizam na sua análise: *Undrained (A)*, *Undrained (B)* e *Undrained (C)*. A modelação através do

modelo *Mohr-Coulomb* foi realizada pela análise não drenada *Undrained (B)* que utiliza o critério de *Tresca* e caracteriza a rotura do material pela sua resistência não drenada c_u , pelo que os valores de c' e ϕ' são nulos nesta análise. Os valores inseridos na modelação apresentam-se na tabela 4.2, sendo os resultados da resistência não drenada de cada provete apresentados anteriormente na tabela 3.12, através da aplicação do critério de máxima tensão de desvio (critério 1).

O ângulo de dilatação é nula uma vez que não existe variação volumétrica do decorrer na fase de corte do ensaio triaxial do tipo *CIU*. Para solos com comportamento não drenado através das análises *Undrained (A)* e *Undrained (B)*, o coeficiente de *Poisson* inserido deve ser inferior a 0,35 (Plaxis, 2015), tendo sido adotado um valor de 0,3.

Os valores inseridos para a modelação do comportamento dos provetes das amostras 5085 e 5129 pelo modelo *Mohr-Coulomb* estão indicados na tabela 4.2.

Tabela 4. 2: Valores dos parâmetros *Mohr - Coulomb* para os provetes das amostras 5085 e 5129.

Amostra	Proвете	Tensão de consolidação σ'_c (kPa)	Parâmetros <i>Mohr-Coulomb</i>					
			E_{50} (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	ν	ψ (°)
5085	5085P1	130	25000			67,34		
	5085P2	260	45000			98,91		
	5085P3	520	65000	-	-	206,17	0,3	0
5129	5129P1	70	17000			51,11		
	5129P2	140	25000			86,39		
	5129P3	280	38000			213,07		

4.2.2 Parâmetros do Modelo *Hardening Soil*

O modelo *Hardening Soil* é caracterizado por alguns parâmetros que também definem o modelo *Mohr-Coulomb*, como os parâmetros c' , ϕ' e ψ' . Os parâmetros que definem o modelo foram apresentados em 2.3.2 na tabela 2.3.

O parâmetro E_{50}^{ref} é obtido a partir do módulo de rigidez E_{50} , determinado segundo os resultados experimentais do ensaio triaxial no gráfico $q - \varepsilon_a$ de acordo com o modo apresentado na secção 4.2.1 e figuras 4.1 e 4.2. É definido através da seguinte expressão:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma'_c}{p^{ref}} \right)^m \quad (4.1)$$

A tensão média de referência p^{ref} é de 100 kPa por definição padrão do programa de modelação. O parâmetro m varia entre 0,5 e 1, dependendo do tipo de material em estudo, e pode ser estimado através de um gráfico $\sigma'_c - E_{50}$ (Leal et. al, 2009). A partir dos valores de E_{50} e respetivas tensões de consolidação σ'_c da cada provete em estudo, ambos apresentados na tabela 4.2, avaliou-se o valor de m pela regressão aos pontos, ilustrado nos gráficos da figura 4.3.

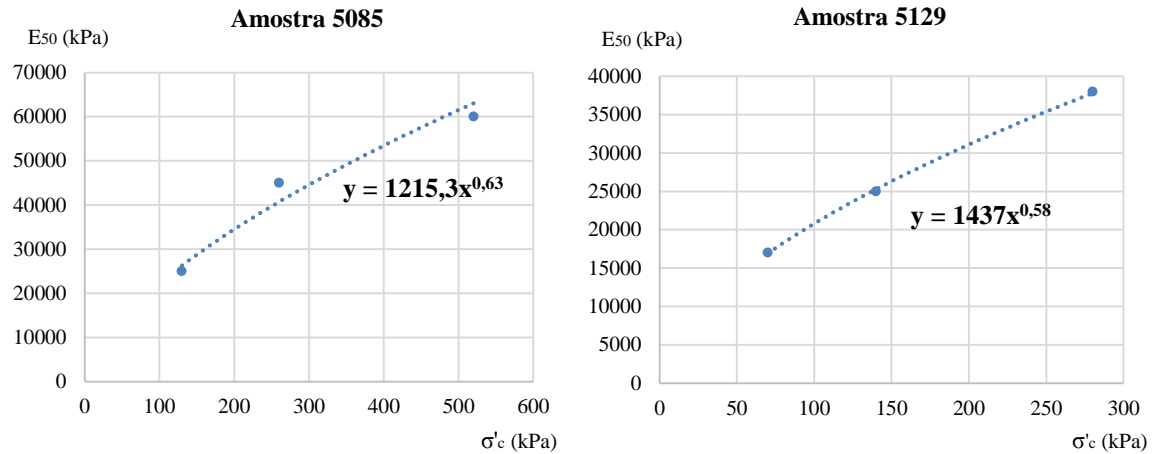


Figura 4. 3: Estimativa do parâmetro m através da avaliação da dependência de E_{50} com σ'_c .

Verifica-se que o parâmetro m é aproximado a 0,6 para ambas as amostras, e calculou-se o parâmetro E_{50}^{ref} para cada provete em estudo. Os parâmetros E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} foram estimados através de relações empíricas a partir dos valores calculados de E_{50}^{ref} . O módulo de rigidez edométrico E_{oed}^{ref} foi determinado como sendo igual a $E_{50}^{ref} / 1,25$, e o módulo de rigidez de descarga/recarga E_{ur}^{ref} foi assumido, pela configuração padrão do programa, igual a $3E_{50}^{ref}$ (Plaxis, 2015). Os valores destes parâmetros apresentam-se na tabela 4.3.

O comportamento não drenado do material solo foi realizada pela análise *Undrained (B)*, do mesmo modo que se procedeu para a análise através do modelo *Mohr-Coulomb*, descrito anteriormente em 4.2.1. Por esta análise o comportamento não drenado é avaliado pela resistência não drenada c_u de cada provete, cujos valores se apresentaram na tabela 4.3.

Os restantes parâmetros, denominados por parâmetros avançados, não foram estimados pois aconselha-se o uso dos valores definidos pela configuração padrão do programa. Os valores destes parâmetros estão apresentados na tabela seguinte, tabela 4.3, juntamente com todos os parâmetros inseridos para a modelação através do modelo que se descreve. Através do estudo realizado em 3.6.7 adotou-se um OCR de 3 que se inseriu na modelação.

Tabela 4. 3: Valores dos parâmetros *Hardening Soil* para os provetes das amostras 5085 e 5129.

Amostra	5085			5129		
Proвете	5085P1	5085P2	5085P3	5129P1	5129P2	5129P3
Tensão de consolidação						
σ'_c (kPa)	130	260	520	70	140	280
Parâmetros Hardening Soil						
E_{50}^{ref} (kPa)	21400	25400	22300	22000	21000	21000
E_{oed}^{ref} (kPa)	17120	20320	17840	17600	16800	16800
E_{ur}^{ref} (kPa)	64200	76200	66900	66000	63000	63000
m		0,6			0,6	
c' (kPa)		-			-	
ϕ' (°)		-			-	
ψ (°)		0			0	
c_u (kPa)	67,34	98,91	206,17	51,11	86,39	213,07

Parâmetros avançados	v_{ur}	0,2	0,2
	p^{ref} (kPa)	100	100
	K_0^{NC}	1,0	1,0
	R_f	0,9	0,9

4.2.3 Parâmetros do Modelo *Cam-Clay Modificado*

O modelo constitutivo *Cam -Clay Modificado* utiliza parâmetros na sua análise bastante diferentes dos utilizados pelos modelos *Mohr-Coulomb* e *Hardening Soil*, uma vez que tem em consideração a dependência da tensão média. Os parâmetros foram apresentados na secção 2.3.3 na tabela 2.4 e são determinados em seguida.

O índice de compressibilidade λ e índice de expansão κ são os declives das retas de compressão normal (LCN) e *linha-k* da compressão isotrópica, respetivamente, no gráfico $v - p'$. Estes parâmetros podem ser obtidos através das relações 4.2 e 4.3, uma vez que se observa que experimentalmente, no mesmo plano, a curva de compressão normal e a curva de compressão virgem uniaxial (resultado do ensaio edométrico) são aproximadamente paralelas (Antão, 2012). Os valores dos índices de compressão C_c e recompressão C_r foram apresentados anteriormente na tabela 3.8 e obtidos através dos gráficos ilustrados na figura 3.13. Como referido em 3.5.3, os valores obtidos para C_c não foram uma boa estimativa para o material em estudo e, consequentemente, não se obtém uma aproximação razoável para o parâmetro λ . Para a modelação adotou-se um valor de 0,2 para o parâmetro λ para os provetes de ambas as amostras. Os valores de κ foram determinados segundo a expressão 4.3 e através dos valores de C_r apresentados na tabela 3.8 para as amostras em questão.

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (4.2)$$

$$\kappa = \frac{C_r}{2,3} \quad (4.3)$$

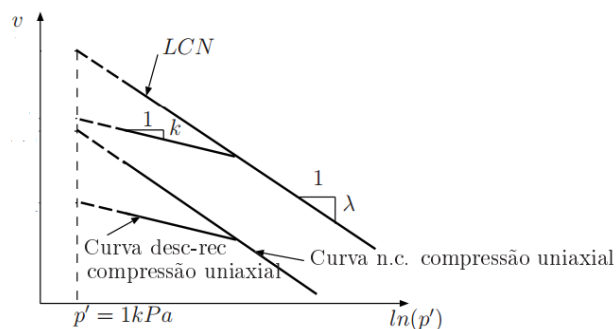


Figura 4. 4: Comparação entre a compressão isotrópica e uniaxial (Adaptado de Antão, 2012).

O parâmetro M foi estudado e determinado anteriormente na secção 3.6.6, sendo os valores apresentados na tabela 3.14. O índice de vazios inicial e_0 determinou-se através de relações de mecânica dos solos pelas propriedades do material nos ensaios triaxiais realizados. Os valores foram apresentados anteriormente na tabela 3.9. O coeficiente de *Poisson* ν , neste modelo definido como ν_{ur} , trata de um parâmetro cujo valor deve variar entre 0,1 e 0,2 (Plaxis, 2015), tendo sido adotado o valor de 0,2. Apesar de não serem parâmetros que definem este modelo constitutivo, a escolha da análise não drenada *Undrained A* implica que sejam inseridos valores da resistência do material de c' e ϕ' , que se encontram na tabela 3.13 referentes ao critério 1 ($q_{máx}$). Para este modelo o programa não disponibiliza uma análise do género *Undrained B*.

Os parâmetros inseridos no programa através do modelo *Cam-Clay Modificado* indicam-se na tabela 4.4. Neste modelo considerou-se um OCR próximo de 3 proveniente do estudo realizado em 3.6.7.

Tabela 4. 4: Valores dos parâmetros *Cam-Clay Modificado* para os provetes das amostras 5085 e 5129.

Amostra	Proвете	Tensão de consolidação σ'_c (kPa)	Parâmetros <i>Cam-Clay Modificado</i>				
			ν_{ur}	κ	λ	M	e_0
5085	5085P1	130	0,2	0,023	0,2	0,667	0,420
	5085P2	260					0,448
	5085P3	520					0,438
5129	5129P1	70	0,2	0,024	0,2	1,184	0,680
	5129P2	140					0,462
	5129P3	280					0,405

4.3 Etapas da modelação dos ensaios triaxiais

A modelação foi realizada em condições de axissimetria, pelo que apenas metade da geometria necessita de ser modelada. Adotou-se para os provetes cilíndricos 14 cm de altura e 4 cm de raio, valores baseados nas medidas reais verificadas nos ensaios triaxiais. A malha de estudo foi realizada em elementos de 15 nós.

Após definida a geometria foram inseridas as condições de fronteira ao provete e o tipo de material. Na definição do material foi inserido o modelo que se pretende estudar e os respetivos parâmetros. Nesta fase é selecionado o tipo de análise não drenada do material. É comum na simulação de provetes admitir valor nulo ao peso volúmico.

As tensões a que o provete está sujeito ao longo do ensaio triaxial são representadas no programa de simulação numérica através das *line loads*. Sobre o provete foram colocadas as *line loads A* e *B*, que simulam as tensões de consolidação σ'_c e tensão de desvio q , respetivamente, ilustrado na figura 4.5. Previamente à fase de cálculo é necessário gerar a malha de cálculo no material, podendo ser muito fina (*very fine*) ou uma malha de elementos menos apertada (*very coarse*). Tendo sido assumido um peso volúmico nulo, gerou-se no programa *Plaxis* a malha mais larga possível de reproduzir para as dimensões adotadas do provete através da interface '*coarsen mesh*'. Para um provete com dimensões unitárias teria sido gerada uma malha de dois elementos, mas nas dimensões adotadas para este estudo, um provete de 14 cm por 4 cm, gerou-se uma malha de seis elementos. A malha obtida está ilustrada na figura 4.5.

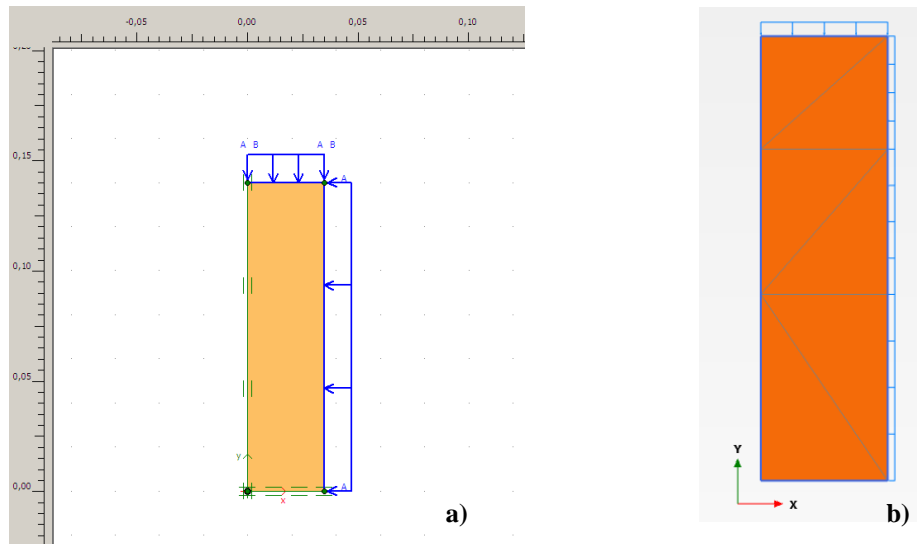


Figura 4. 5: a) Ilustração da geometria adotada para os provetes; b) Malha adotada para a modelação do comportamento dos provetes triaxiais.

A fase de cálculo da simulação do ensaio triaxial foi realizada em quatro fases distintas e pela fase inicial, ou fase 0, que se define como k_0 procedure. As fases 1 e 2 correspondem à simulação da fase de consolidação e as fases 3 e 4 à simulação da fase de corte. As quatro fases de cálculo são definidas por *stage constrution* ou *total multipliers*, como ilustrado na figura 4.6. Na primeira fase (*stage constrution*) ativou-se o material e a *line load A* tendo sido, posteriormente, na segunda fase (*total multipliers*) inserido o valor da respetiva tensão. Na terceira fase (*stage constrution*) apenas se ativou a *line load B* e foi inserido o seu valor de cálculo na quarta fase (*total multipliers*). Nas duas primeiras fases foi necessário aplicar o tópico de cálculo *ignorar o comportamento não drenado*, pois estas fases simulam a fase de consolidação que é realizada em condições drenadas. Após definidas todas as fases é efetuada a simulação do ensaio triaxial.

Na tabela 4.5 estão indicados os valores das tensões de consolidação e da tensão deviatórica inseridas nas *line loads A* e *B*, respetivamente. As tensões de desvio inseridas correspondem aos valores de $q_{m\acute{a}x}$ aproximados indicados previamente na tabela 3.12.

Tabela 4. 5 : Valores inseridos nas *line loads A* e *B*.

Amostra	Proвете	Tensão de consolidação σ'_c (kPa) (<i>line load A</i>)	$q_{m\acute{a}x}$ (kPa) (<i>line load B</i>)
5085	5085P1	130	135
	5085P2	260	198
	5085P3	520	412
5129	5129P1	70	102
	5129P2	140	173
	5129P3	280	426

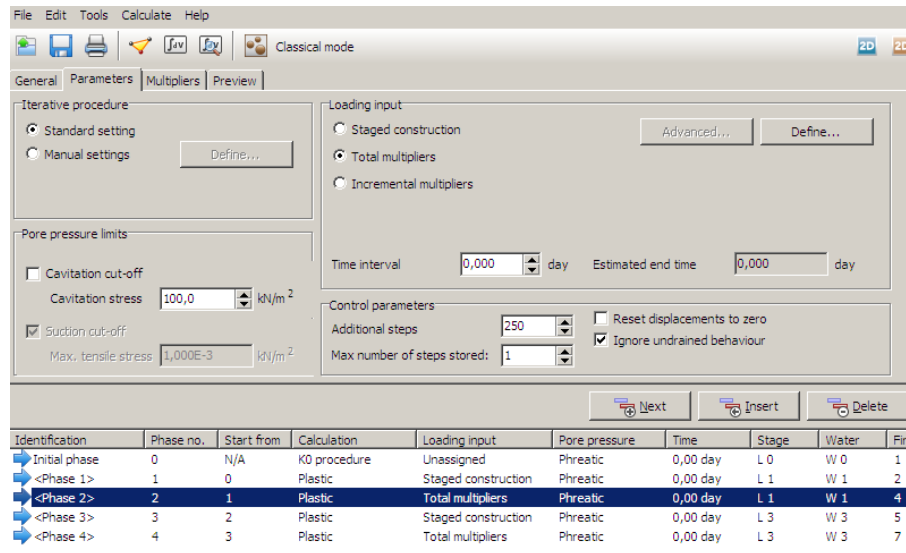
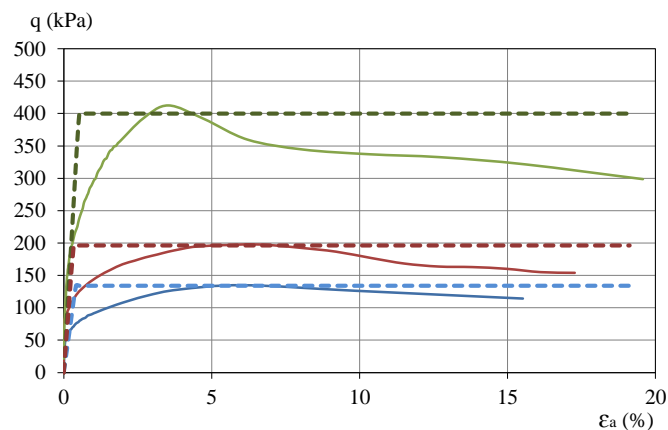


Figura 4. 6: Fases de cálculo realizadas no programa *Plaxis* na simulação dos ensaios triaxiais.

4.4 Apresentação e análise dos resultados

4.4.1 Resultados da modelação pelo modelo *Mohr-Coulomb*

Os resultados obtidos da modelação das amostras 5085 e 5129 através do modelo *Mohr-Coulomb* são comparados com os gráficos experimentais $q - \varepsilon_a$, $u - \varepsilon_a$ e $p' - q$, apresentados em 3.6.4. Nas figuras 4.7 e 4.8 apresentam-se os resultados relativos aos provetes triaxiais da amostra 5085. Nas figuras 4.9 e 4.10 apresentam-se os resultados de cada provete triaxial da amostra 5129.



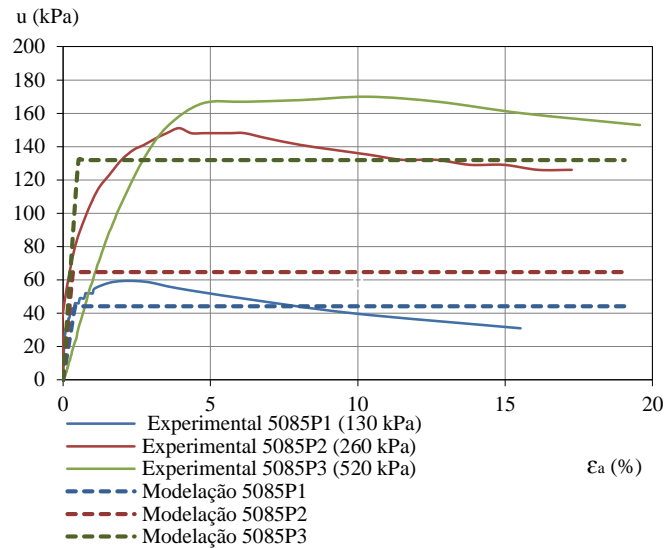


Figura 4. 7: Resultados $q - \epsilon_a$ e $u - \epsilon_a$ da simulação pelo modelo *Mohr-Coulmb* para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.

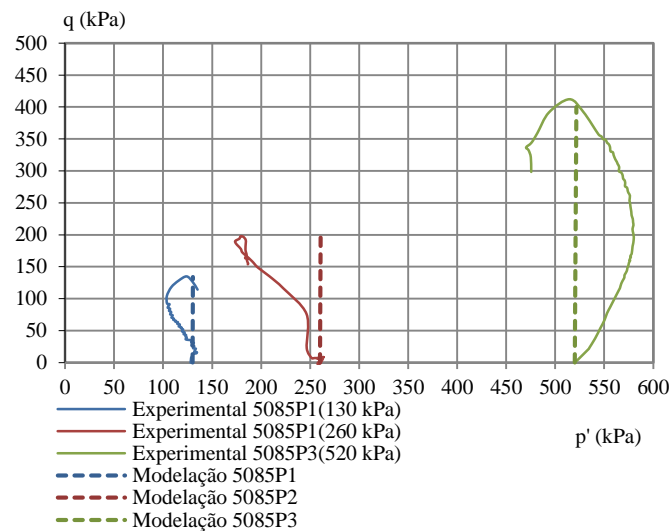
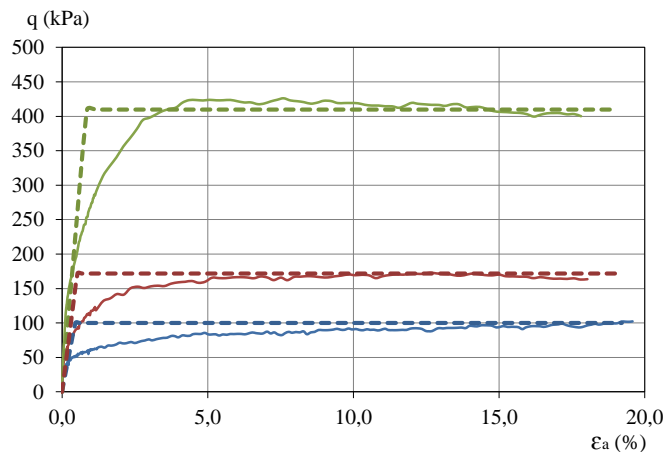


Figura 4. 8: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo *Mohr-Coulmb* para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.



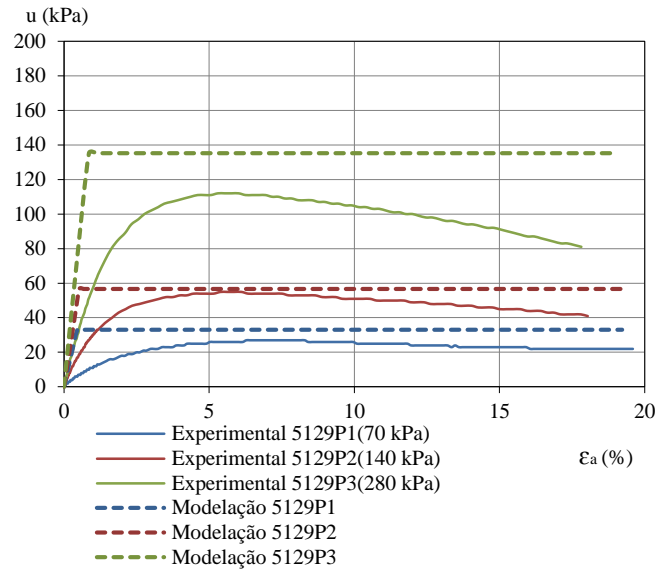


Figura 4. 9: Resultados $q - \varepsilon_a$ e $u - \varepsilon_a$ da simulação pelo modelo *Mohr-Coulomb* para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.

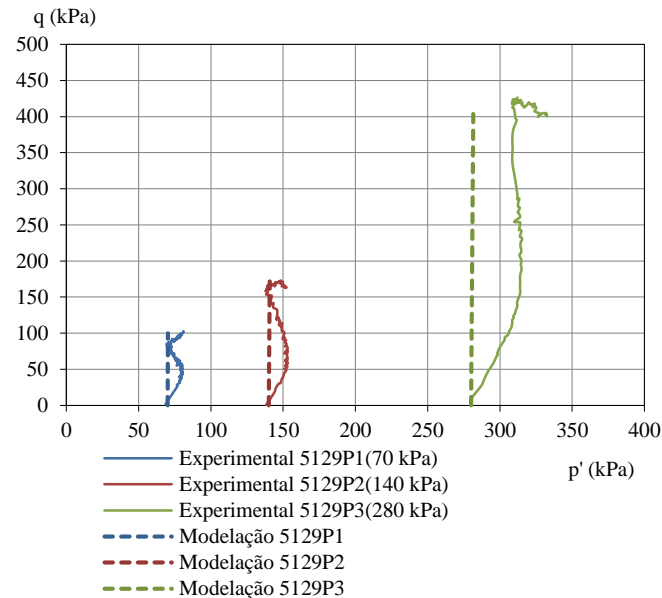


Figura 4. 10: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo *Mohr-Coulomb* para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.

Através do modelo *Mohr-Coulomb* foi possível obter uma boa simulação do comportamento da rigidez inicial, e uma razoável simulação da parte elástica inicial. Os valores da tensão máxima resultantes da modelação coincidem com as tensões máximas atingidas por cada provete de ensaio, para ambas as amostras. A degradação da rigidez com o aumento da deformação não é simulada pelo modelo, assim como a diminuição do excesso de pressão com o aumento da deformação. A análise da pressão intersticial não foi bem conseguida para a amostra 5085, pois os resultados foram superiores aos esperados pelos experimentais, mais significativamente nos provetes com as tensões de consolidação mais elevadas. As trajetórias das tensões efetivas no gráfico $p' - q$ foram as esperadas, apesar de não demonstrarem o comportamento dilatante ou contráctil do material pois o modelo não possui bases matemáticas

para o realizar. Este modelo trata do modelo constitutivo mais simples que se poderia utilizar para este material.

4.4.2 Resultados da modelação pelo modelo *Hardening Soil*

Nas figuras 4.11 e 4.12 apresenta-se a comparação dos resultados da modelação com os experimentais referentes aos provetes triaxiais da amostra 5085. Os resultados obtidos pela modelação para os provetes triaxiais da amostra 5129 são apresentados e comparados com os gráficos experimentais nas figuras 4.13 e 4.14.

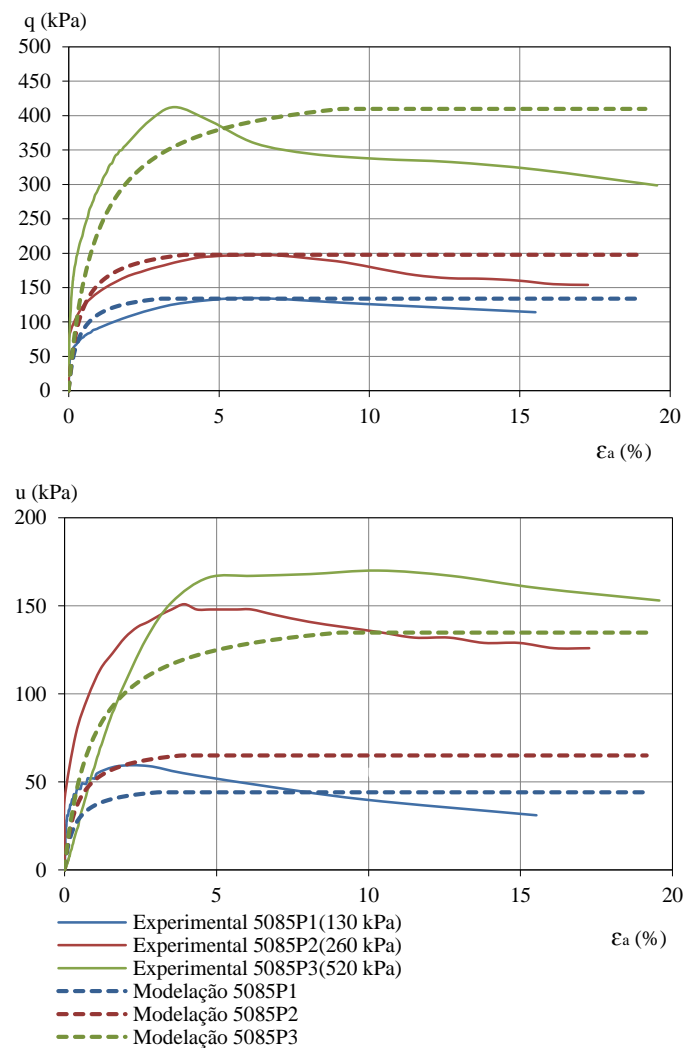


Figura 4. 11: Resultados $q - \epsilon_a$ e $u - \epsilon_a$ da simulação pelo modelo *Hardening Soil* para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.

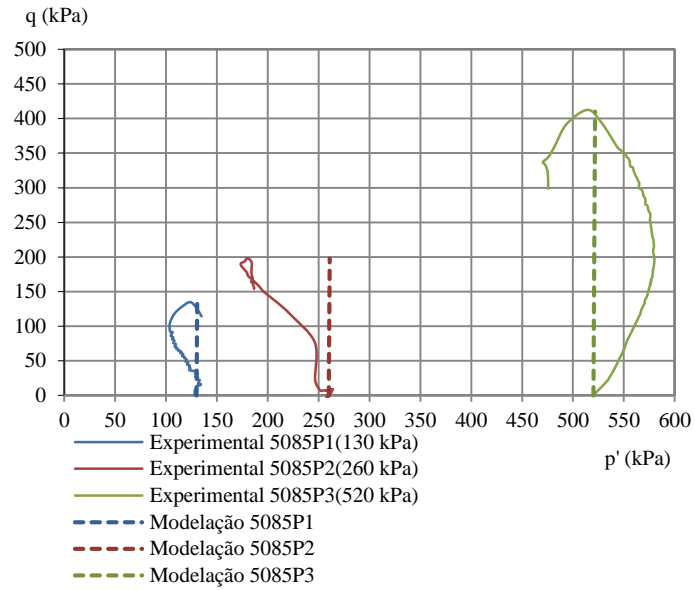


Figura 4.12: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo *Hardening Soil* para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.

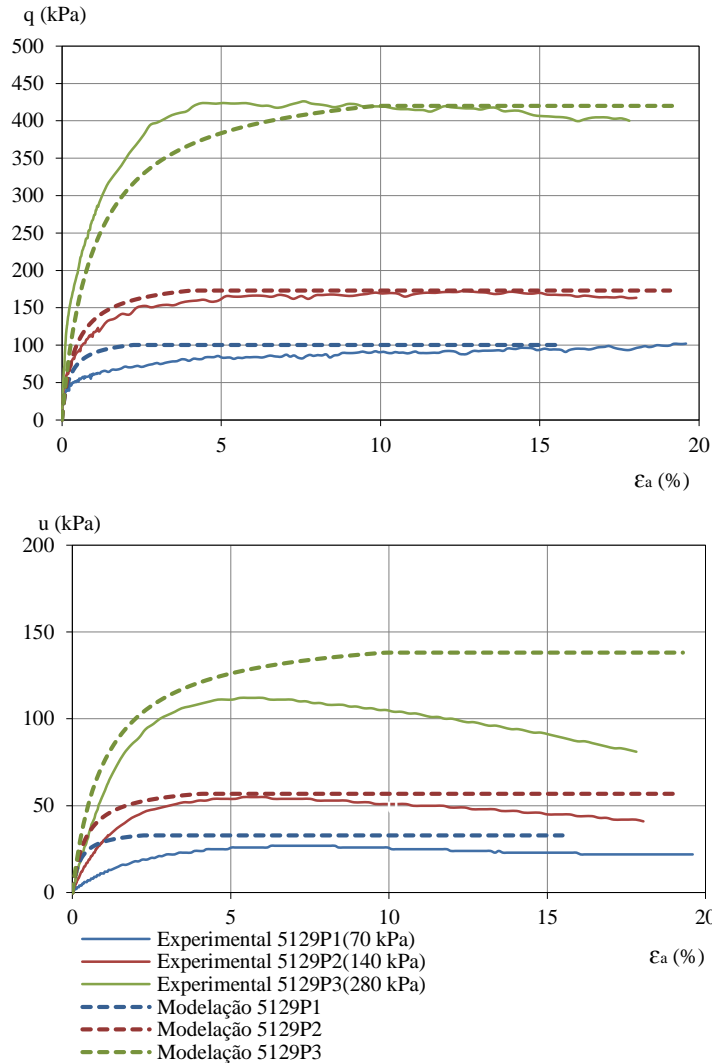


Figura 4.13: Resultados $q - \epsilon_a$ e $u - \epsilon_a$ da simulação pelo modelo *Hardening Soil* para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.

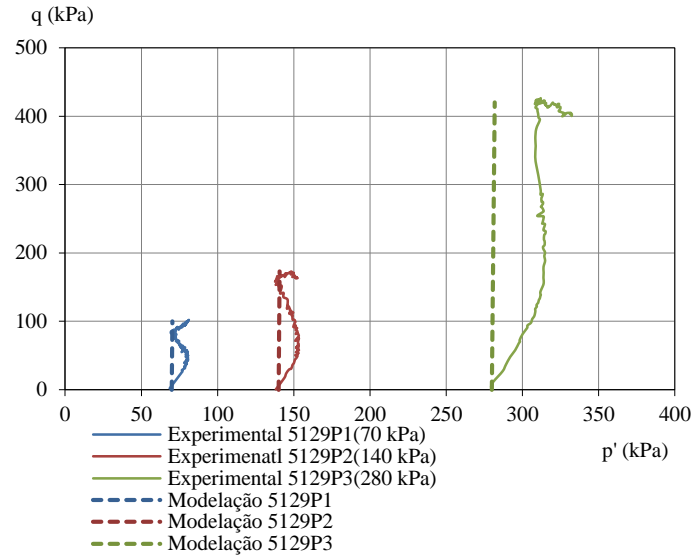


Figura 4. 14: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo *Hardening Soil* para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.

Os resultados fornecidos pelo modelo *Hardening Soil* são próximos dos experimentais, no que respeita ao gráfico $q - \varepsilon_a$. Foram atingidos valores de tensões esperadas e uma representação do comportamento elástico do material próximo dos resultados experimentais $q - \varepsilon_a$. Os resultados obtidos das pressões intersticiais geradas não foram os esperados para os provetes da amostra 5085, assim como ocorreu através da análise do modelo *Mohr-Coulomb*. Apesar das boas aproximações aos valores experimentais, este modelo não permite, na análise $q - \varepsilon_a$, que se preveja uma diminuição do valor da tensão máxima para uma tensão residual posterior, pelo que, através dos resultados fornecidos, não é possível identificar o valor da tensão de pico. Ou seja, o modelo não reproduz a degradação da rigidez do material com o aumento das deformações. Nestes resultados é possível observar o endurecimento do material pela simulação do modelo, caracterizado pela extensão da parte elástica do material, sendo próximo do que se verifica pelos resultados gráficos. O modelo não reproduz a evolução da pressão intersticial com o aumento da deformação, que acompanha os valores da tensão de desvio e, apesar das suas bases avançadas, no gráfico $p' - q$, não demonstra comportamento sobreconsolidado do material, ou o seu estado inicial dilatante. As trajetórias de tensões efetivas são verticais até a linha de estados críticos, em comportamento não drenado, e demonstra se geram pressões intersticiais, não existindo tendência para variação de volume.

4.4.3 Resultados da modelação pelo modelo *Cam - Clay Modificado*

Os resultados da modelação obtidos através da análise segundo o Modelo *Cam-Clay Modificado* são apresentados e comparados nas figuras 4.15 a 4.18. Na figura 4.15 encontram-se os resultados gráficos $q - \varepsilon_a$ e $u - \varepsilon_a$, e na figura 4.16 os resultados das trajetórias efetivas, para os provetes da amostra 5129. Nas figuras 4.17 e 4.17 comparam-se os resultados gráficos das mesmas grandezas para os provetes triaxiais da amostra 5129.

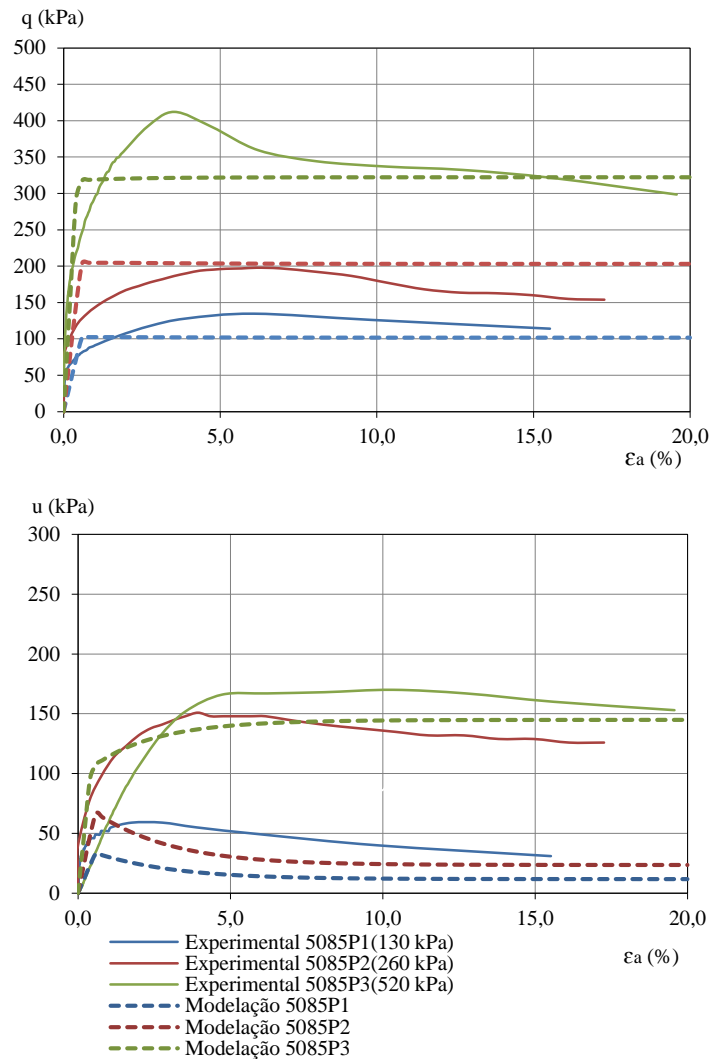


Figura 4. 15: Resultados $q - \epsilon_a$ e $u - \epsilon_a$ da simulação pelo modelo *Cam-Clay Modificado* para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.

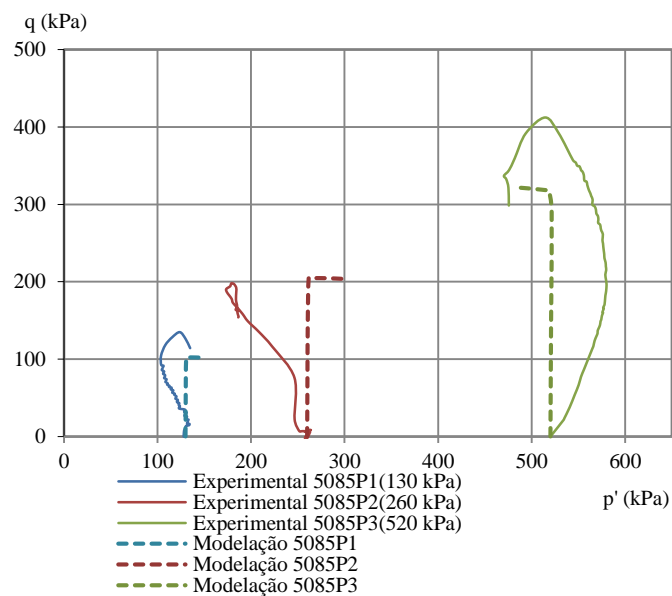


Figura 4. 16: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo *Cam-Clay Modificado* para os provetes da amostra 5085 e comparação com os resultados experimentais.

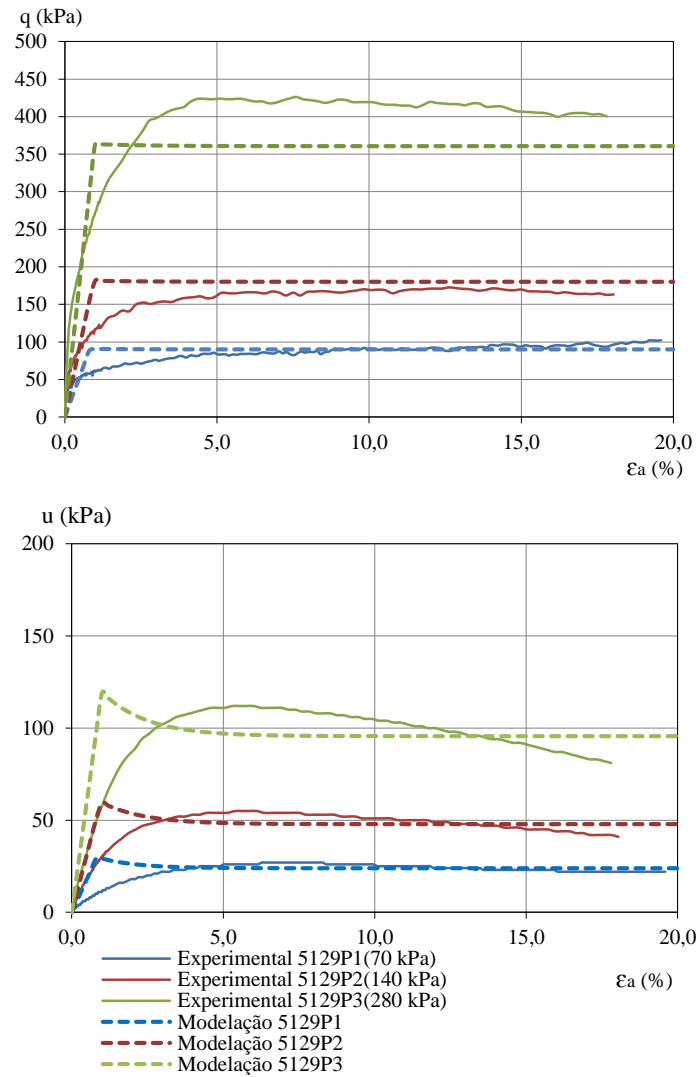


Figura 4. 17: Resultados $q - \epsilon_a$ e $u - \epsilon_a$ da simulação pelo modelo *Cam-Clay Modificado* para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.

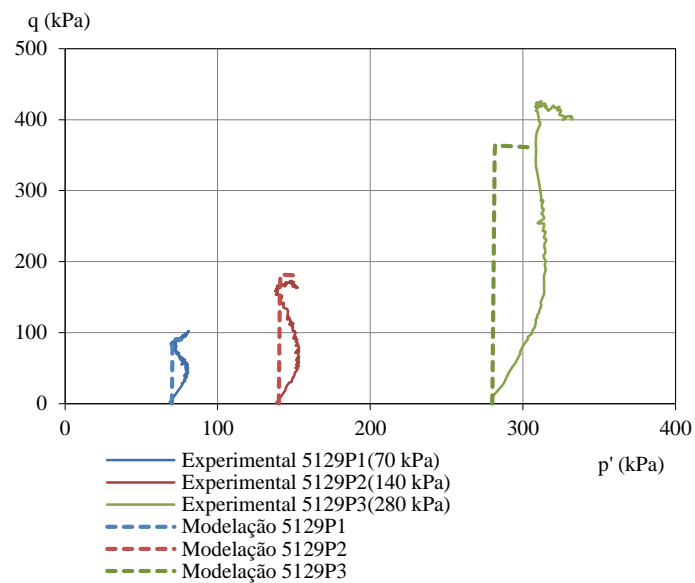


Figura 4. 18: Resultados $p' - q$ da simulação pelo modelo *Cam-Clay Modificado* para os provetes da amostra 5129 e comparação com os resultados experimentais.

Para simular o correto comportamento dos provetes através deste modelo foi necessário incluir uma nova fase de cálculo que desenvolveu a história de tensões do material, pelo que foi simulado o estado de pré-consolidação previamente às fases correspondentes ao ensaio triaxial. O *Modelo Cam-Clay Modificado* desenvolveu resultados relativamente próximos dos experimentais face ao gráfico $q - \varepsilon_a$, tendo sido atingidos os valores de tensões previstos, essencialmente nos provetes de tensão de consolidação mais baixos de ambas as amostras. Nestes resultados, não se verifica a simulação do endurecimento do material nem da tendência para a diminuição da tensão com o aumento da deformação axial, não sendo possível identificar o valor da tensão de pico. Os valores obtidos para a pressão intersticial são relativamente próximos dos experimentais, sendo mais distantes no caso da amostra 5085. Para os provetes de ambas as amostras é possível verificar o pico da pressão intersticial gerado e a tendência da diminuição da pressão ao longo do aumento da deformação. As trajetórias das tensões efetivas obtidas, no gráfico $p' - q$, são verticais abaixo da linha de cedência e demonstram o comportamento aproximado do material, devido à trajetória observada até à linha de estados críticos.

4.5 Apreciação global dos resultados

Neste capítulo foram apresentados os resultados da simulação do comportamento dos provetes triaxiais das amostras 5089 e 5129 com recurso a três modelos constitutivos disponíveis no programa de elementos finitos *Plaxis*.

Os modelos utilizados permitiram reproduzir alguns aspetos relevantes do comportamento dos provetes triaxiais, no entanto, estão ainda longe de reproduzir de forma global todas variantes que descrevem este comportamento. Para este efeito, seriam necessárias relações constitutivas muito mais complexas.

O modelo *Mohr-Coulomb* é elástico perfeitamente-plástico e simulou razoavelmente o comportamento elásticos dos provetes. Os resultados da modelação atingiram os valores próximos da tensão máxima pretendida, no gráfico $q - \varepsilon_a$, mas o modelo não simula a diminuição da tensão com o aumento da deformação, assim como a estabilização das pressões intersticiais correspondentes. A pressão intersticial atingida pela modelação dos provetes não foi tão próxima do esperado relativamente aos valores experimentais, apesar de se ter obtido uma boa aproximação no caso dos provetes com menor tensão de consolidação da amostra 5129. As tensões efetivas demonstradas nos gráficos $p' - q$ são verticais até à linha de estado crítico, pelo que não simulam o comportamento dilatante ou contráctil do material.

Os resultados da modelação dos provetes através do modelo *Hardening Soil* foram os esperados, tendo sido atingidas tensões máximas próximas das verificadas experimentalmente no gráfico $q - \varepsilon_a$. Este modelo possui bases que permitiram reproduzir o endurecimento do material, estendendo o domínio elástico do mesmo. O modelo não reproduz a tendência da tensão para valores inferiores com o aumento da deformação, e também a diminuição dos excessos de pressão intersticial correspondentes. As trajetórias das tensões efetivas obtidas pela simulação demonstram o comportamento não drenado dos provetes sendo verticais até à linha de estados críticos.

A modelação através do modelo *Cam-Clay Modificado* foi possível após se introduzir uma nova fase de cálculo distinta das fases de simulação dos outros modelos em estudo. Os resultados das tensões foram próximos aos experimentais, e o modelo não permitiu que se

simulasse o endurecimento do material nem a tendência da diminuição da tensão com a deformação. No entanto, observou-se a criação de picos de pressão intersticial e a diminuição do excesso de pressão com a deformação. As trajetórias de tensões demonstram o estado não drenado do ensaio, pois são verticais abaixo da linha de cedência e permitiram perceber o comportamento do material através da sua trajetória até à linha de estados críticos.

Em suma, os resultados obtidos pelos três modelos são aceitáveis tendo sido feito um correto estudo dos parâmetros que os define e da simulação do ensaio triaxial dos provetes.

Capítulo 5

5 Apreciações e considerações finais

No presente projeto foi apresentado o problema geotécnico que deu impulso a este estudo dando a conhecer o local e os materiais que constituem o perfil geológico-geotécnico da encosta de Monte Gordo em Vila Franca de Xira. No âmbito de um estudo solicitado pela CMVFX foram realizadas sondagens, por parte da empresa CENOR, que permitiram conhecer o perfil geotécnico da zona instabilizada e recolher amostras indeformadas para posteriores ensaios em laboratório. Recolheram-se amostras de solos recentes e algumas correspondentes à idade do Jurássico (Superior). No laboratório do Departamento de Geotecnia as amostras foram sujeitas a ensaios de identificação, ensaios triaxiais e ensaios edométricos. Os ensaios das amostras 5089 e 5129 foram acompanhados ao longo do desenvolvimento deste projeto, tendo sido possível registar os seus procedimentos. Os ensaios de identificação permitiram definir o tipo de material em estudo e, através da análise granulométrica, concluiu-se que o solo é fino e predominantemente argiloso. Posteriormente, de forma a classificar o material argiloso, foram determinados os limites de consistência e procedeu-se à classificação do solo segundo a classificação AASHTO. O material argiloso foi definido como rijo segundo a avaliação através do índice de consistência, que é uma grandeza importante na análise deste tipo de materiais. Em suma, o material em estudo foi definido como um material argiloso rijo, de baixa plasticidade. Cada ensaio de identificação efetuado seguiu as normas correspondentes. Os parâmetros de identificação são semelhantes aos apresentados para as argilas que compõem a *Formação de Benfica* e para as *Argilas dos Prazeres*. No que se refere à idade geológica, supõe-se que as argilas de Monte Gordo tenham uma idade próxima da idade dos materiais referidos (épocas de Miocénico e Oligocénico). Previamente à realização dos ensaios laboratoriais, acompanhou-se a preparação das amostras desde a sua retirada da câmara húmida no laboratório até à montagem nos equipamentos de ensaio. Foi necessário retirar o material do tubo amostrador e verificou-se que era fino, muito húmido, compacto e escuro. Numa mesma amostra, existiam algumas intercalações de um material mais acastanhado e menos denso, e também se observou a presença de algum material mais grosseiro.

Nos ensaios edométricos, realizados num equipamento de baixa capacidade, estudou-se a permeabilidade do material pela proposta de *Terzaghi* e o coeficiente de consolidação foi obtido pelo método de *Taylor* em laboratório. Os resultados foram da ordem de 10^{-11} e ditam um material argiloso de baixa permeabilidade. A partir das curvas edométricas foi estimado o grau de sobreconsolidação OCR pelo método simplificado e, consequentemente, determinados os índices de compressibilidade e recompressibilidade. Os valores de OCR obtidos foram inferiores a 2 indicando um material ligeiramente sobreconsolidado, não indo de encontro com os resultados indicados por Vieira (2006) e Marques (1998) para as argilas da *Formação de Benfica* e *Argilas dos Prazeres*, que são materiais com semelhanças físicas às argilas de Monte Gordo em estudo. Percebeu-se que as estimativas de OCR deveriam ser superiores às obtidas e a má aproximação realizada deveu-se ao tipo de ensaio edométrico. As amostras das argilas rijas de Monte Gordo

deveriam ter sido sujeitas a ensaios edométricos de alta pressão para se conseguir patamares de tensão superiores e significativas para avaliar o seu comportamento.

Os ensaios triaxiais realizados permitiram estudar o comportamento mecânico, elástico e plástico do material e foram ensaios do tipo *CIU*, por consolidação isotrópica e corte não drenado. As fases de saturação e consolidação dos provetes demoraram cerca de dois meses. Nas amostras 5089 e 5129 foi possível estudar a permeabilidade do solo pela sua determinação na fase de circulação da água nos provetes, prévia à consolidação, e calculada em laboratório. Os valores obtidos foram próximo na ordem de 10^{-11} revelando um material de permeabilidade baixa. De forma diferente ao procedimento habitual dos ensaios triaxiais convencionais, nos provetes 5089P1 e 5089P3 estimou-se a permeabilidade na fase de consolidação isotrópica. Foi necessário realizar a consolidação dos provetes por incrementos de carga, de cerca de 50 kPa, e fez-se leituras da variação volumétrica em diferentes patamares de tempo, cujos resultados permitiram construir curvas semelhantes às obtidas nos ensaios edométrico e, posteriormente, determinar o coeficiente de consolidação de cada curva obtida, pelo método de *Casagrande*. Os resultados destas permeabilidades foram na ordem de 10^{-12} e demonstram que estas argilas apresentam permeabilidade muito baixa quando totalmente saturadas. A resistência do material foi avaliada pelo ângulo de resistência ao corte ϕ' e coesão c' , parâmetros de *Mohr-Coulomb*, e pela resistência não drenada c_u através de dois critérios distintos de análise dos resultados triaxiais que convergiram, aproximadamente, para os mesmos valores. Os valores do ângulo de resistência ao corte destas argilas são próximos entre si, e a coesão do material é significativa, apresentado valores elevados. Determinou-se a resistência não drenada caracteriza a resistência deste tipo de material com comportamento não drenado. Estimou-se o parâmetro M da linha dos estados críticos das amostras e respetivo ângulo de resistência ao corte nesta fase. A partir destes ensaios foi ainda possível estudar o grau de sobreconsolidação OCR destas argilas rijas, não tendo sido feita a melhor estimativa nos ensaios edométricos prévios. Este estudo baseou-se na relação da resistência não drenada com a tensão de consolidação de cada provete triaxial e obtiveram-se valores de OCR segundo duas propostas distintas de Mayne (1998) e Jamiolkowski (1985). A proposta de Jamiolkowski (1985) foi a que mais se aproximou dos resultados que se pretendia para estas argilas, apresentando um OCR médio 3, e permitiu que se estimasse um intervalo de valores para a tensão de consolidação. Os valores obtidos foram superiores aos apresentados e estudados através do ensaio edométrico e próximos dos apresentados por Vieira (2006) e Marques (1998) para as argilas da *Formação de Benfica* e *Argilas dos Prazeres*, respetivamente.

A análise destes ensaios levou ao levantamento dos parâmetros necessários para a modelação numérica dos provetes triaxiais das amostras 5085 e 5129 através dos Modelos Constitutivos *Mohr-Coulomb*, *Hardening Soil* e *Cam Clay Modificado*. A modelação pretendeu avaliar e comparar os resultados com os valores experimentais obtidos através da melhor estimativa e aproximação dos parâmetros necessários para cada modelo de simulação. O modelo mais simples que se utilizou foi o modelo elástico perfeitamente plástico, Modelo *Mohr-Coulomb*, que devolveu resultados convergentes aos resultados experimentais. O Modelo *Hardening Soil* apresentou resultados semelhantes ao Modelo *Mohr-Coulomb*, mas contém bases matemáticas que permitiram simular endurecimento dos provetes, alongando o domínio elástico do material. No caso dos provetes que apresentam uma tensão de pico, o modelo não prevê a diminuição a uma tensão residual menor. O Modelo *Cam-Clay Modificado* apresentou resultados razoáveis do material, apesar de não reproduzir o endurecimento verificado experimentalmente. Em contraste com os modelos em estudo, para simular o comportamento do material foi necessário acrescentar uma fase de cálculo inicial que introduzisse o estado sobreconsolidado dos provetes, de acordo com a descrição base do modelo.

O estudo realizado determina uma primeira análise geral realizada sobre as argilas de Monte Gordo, Vila Franca de Xira, que instabilizaram a encosta do local, e constitui um base de resultados que futuramente irão servir para novos estudos à cerca deste material e comparação com outros realizados em materiais semelhantes. Este projeto irá constituir uma base bibliográfica do estudo de argilas sobreconsolidadas em depósitos de vertente. Em suma, propõem-se os seguintes desenvolvimentos futuros.

O grau de sobreconsolidação destas argilas rijas foi mal estimado devido aos ensaios edométricos realizados e as estimativas obtidas pelos resultados triaxiais foram ligeiramente vagas, pois basearam-se em propostas pouco recentes. Procurando atingir os melhores resultados para este parâmetro, propõe-se que sejam realizados ensaios edométricos através do equipamento de alta-pressão e estudar a história de tensões mais aproximada destas argilas.

Os resultados da permeabilidade obtidos neste estudo pelos diversos meios foram interessantes e demonstraram que as argilas de Monte Gordo, estando saturadas, apresentam uma permeabilidade muito baixa. Poderá ser realizado um estudo que se foque apenas na avaliação deste parâmetro em relação a diferentes comportamentos deste material.

Será também interessante que se realize um estudo completo sobre o comportamento geral de argilas sobreconsolidadas em meios de vertente, cuja bibliografia é muito escassa na Geotecnia.

Por fim, deveria ser realizado um estudo mais aprofundado e melhorado da modelação dos provetes triaxiais destas amostras pois, nesta tese, a análise da simulação numérica não foi significativa para o tipo de material em estudo.

Bibliografia

- Antão, Armando M. S. N. (2012). *Mecânica dos Solos C. Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa*, Lisboa.
- Camacho, J. e Reyes, O. (2005). Aplicación del modelo cam-clay modificado en arcillas reconstituídas del la sabana de Bogotá. *Revista Ingeniera de Construcción*, vol.20.
- CENOR – Consultores, S.A. (2013). Estabilização e Consolidação do Talude na zona da Quinta de Santo Amaro. *CENOR – Consultores, S.A.*, Lisboa.
- Fattah, M. Y.; Salman, F. A.; e Nareeman, B. J. (2011). Numerical Simulation of Triaxial Test in Clayey Soil Using Different Constitutive Relations. *Advanced Materials Research Vols. 243-249*, pp. 2973-2977.
- Jamiolkowski, M.; Ladd, C.C.; Jermaine, J.T.; Lancelotta, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. *Theme lecture, Session II, Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19-25
- Laranjo, Mafalda R. L. L. (2013). *Argila Miocénicas de Lisboa. Parametrização para o Dimensionamento de Estruturas Geotécnicas*. Tese elaborada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Leal, A. N.; Tauta, J. F. C.; e Blanco, E. F. R. (2009). Determinación de Parámetros para los Modelos Elastoplásticos Mohr-Coulomb y Hardening Soil in Suelos Arcillosos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín Vol.8, No.15*, pp. 75-91.
- LNEC. *Ensaio Triaxial Sobre um Provede de Solo. Manual de procedimentos, cálculos e abordagem teórica*.
- Mayne W. (1988). Determining OCR in clays from laboratory strength. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 1, pp. 76-92.
- Marques, Fernando E. R. (1998). *Análise do Comportamento de um Túnel aberto nas Formações Miocénicas de Lisboa*. Tese elaborada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica dos Solos e Rochas, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.
- Peixoto, Maria J. R. (2014). *Estudo de Modelos Constitutivos do solo e Avaliação da sua Adequabilidade*. Tese elaborada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia, Instituto Superior Técnico.
- Plaxis (2015). *Material Models Manual 2015*.
- Schädlisch, B. e Schweiger, H.F. (2014). Modelling the shear strength of overconsolidated clays with a Hvorslev surface. *Geotechnik*, pp. 47-56.
- Schanz, T.; Vermeer, P.A. e Bonnier, P.G. (2014). The hardening soil Model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of Plaxis©*.

- Surarak, C.; Likitlersuanh, S.; Wanatowski, D.; Balasubramaniam, A.; Oh, E.; Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations* 52, pp. 682-697.
- Terzaghi, K.; Peck, Ralph B.; e Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice. *John Wiley & Sons*, New York.
- Vieira, Ana Maria C. P. (2006). *Estudo do Comportamento Diferido no Tempo de Túneis em Argilas Sobreconsolidadas*. Tese elaborada no Laboratório de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil na Especialidade de Geotecnia, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra.
- Vieira, Ana; Bilé, J. S.; e Jeremias, F. T. (2006). Caracterização Geotécnica da Formação de Benfica. *LNEC*.

Anexo A

A - Sondagens

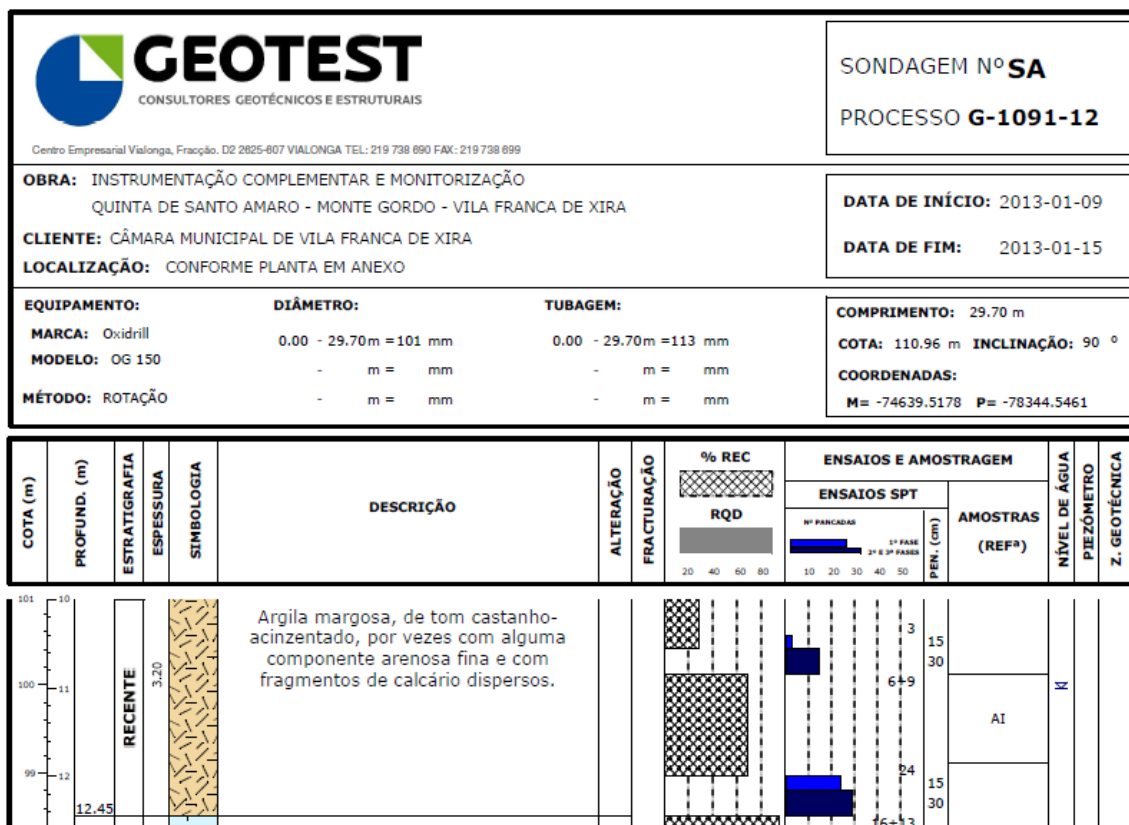


Figura A. 1: Características geotécnicas da Sondagem A à profundidade da amostra indeformada 5085, a 10,85 metros, fornecidas pela empresa Geotest.

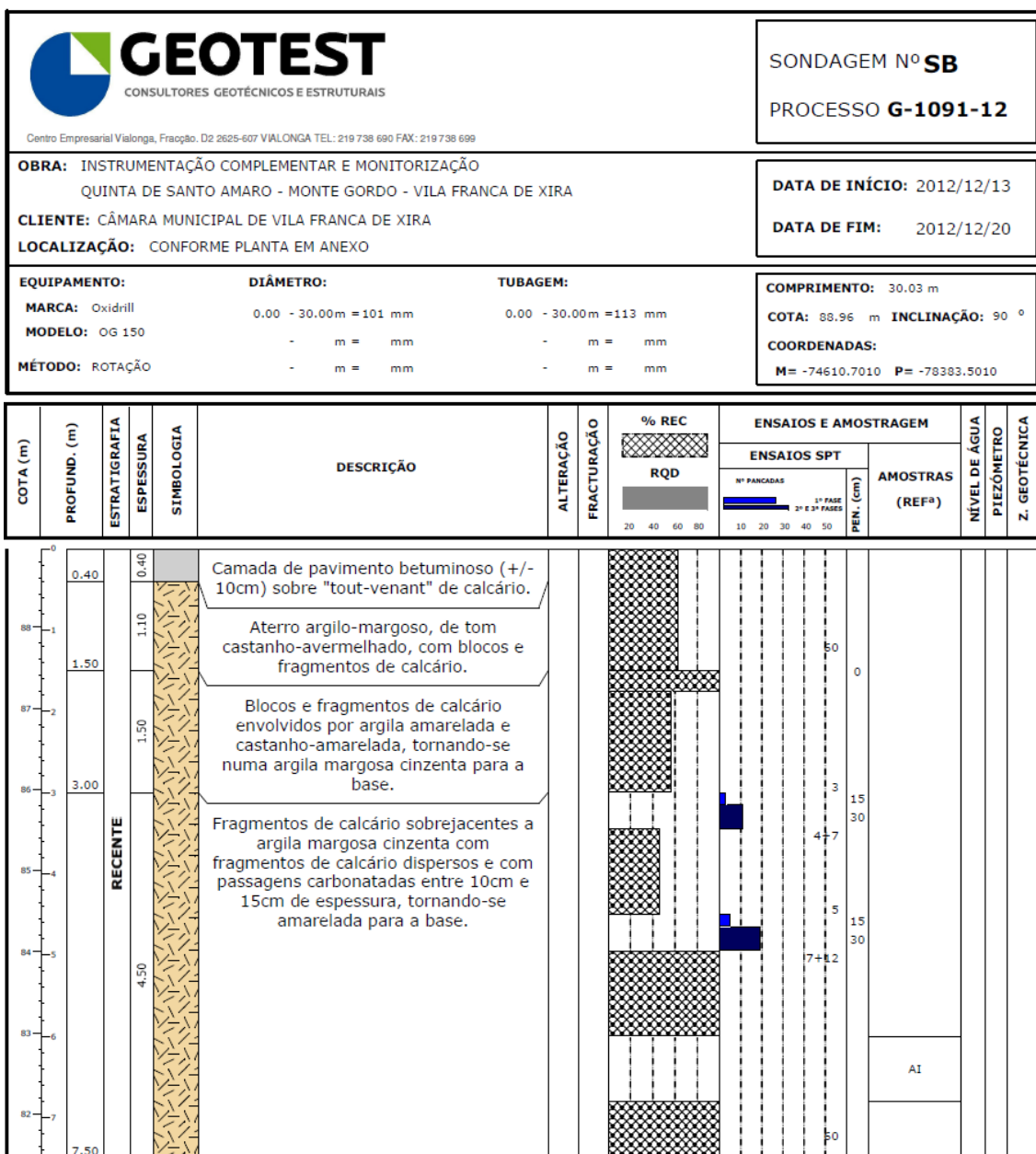


Figura A. 2: Características geotécnicas da Sondagem B à profundidade da amostra indeformada 5069, a 6 metros, fornecidas pela empresa Geotest.

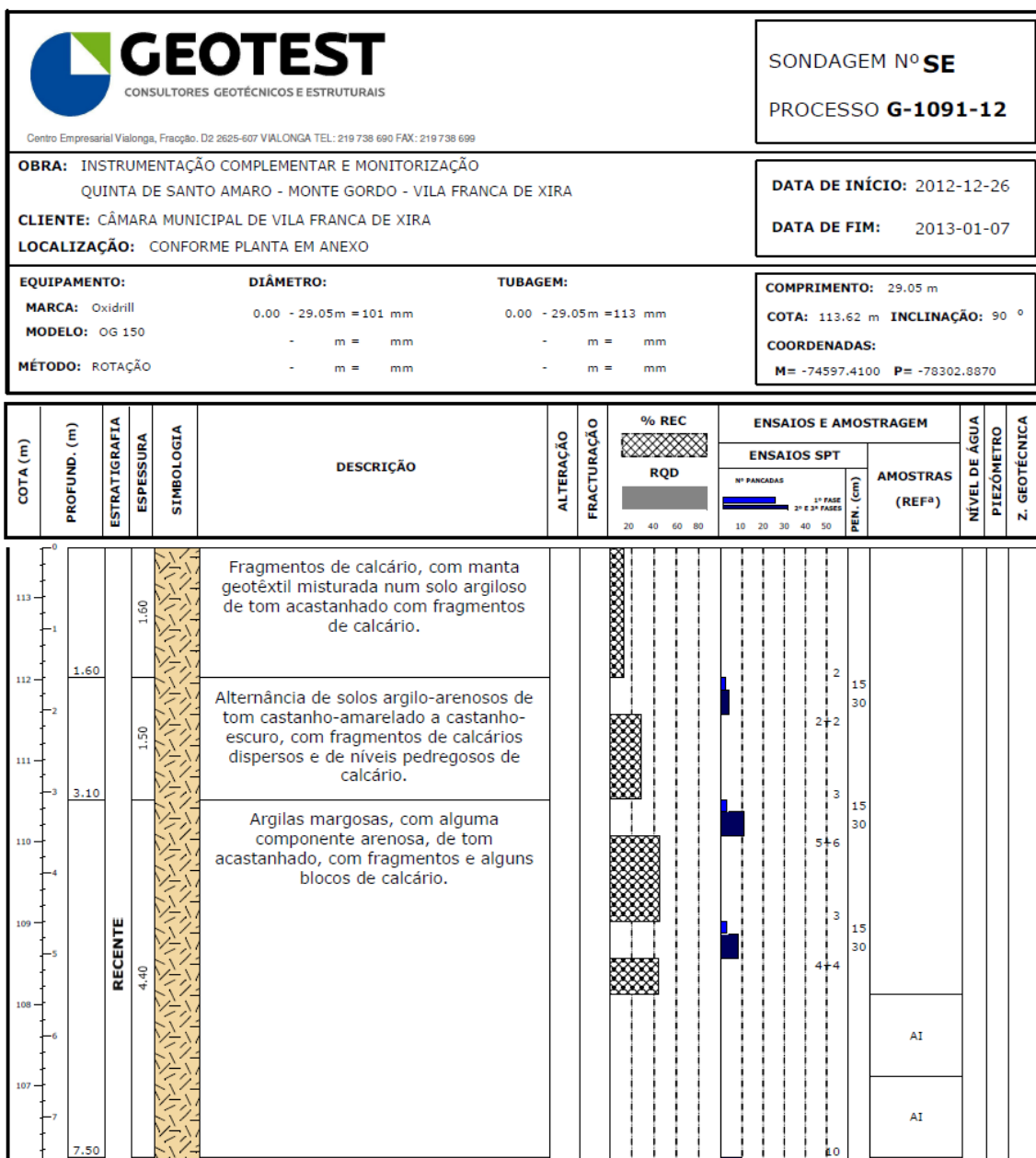


Figura A. 3: Características geotécnicas da Sondagem E à profundidade da amostra indeformada 5088, a 6,5 metros, fornecidas pela empresa Geotest.

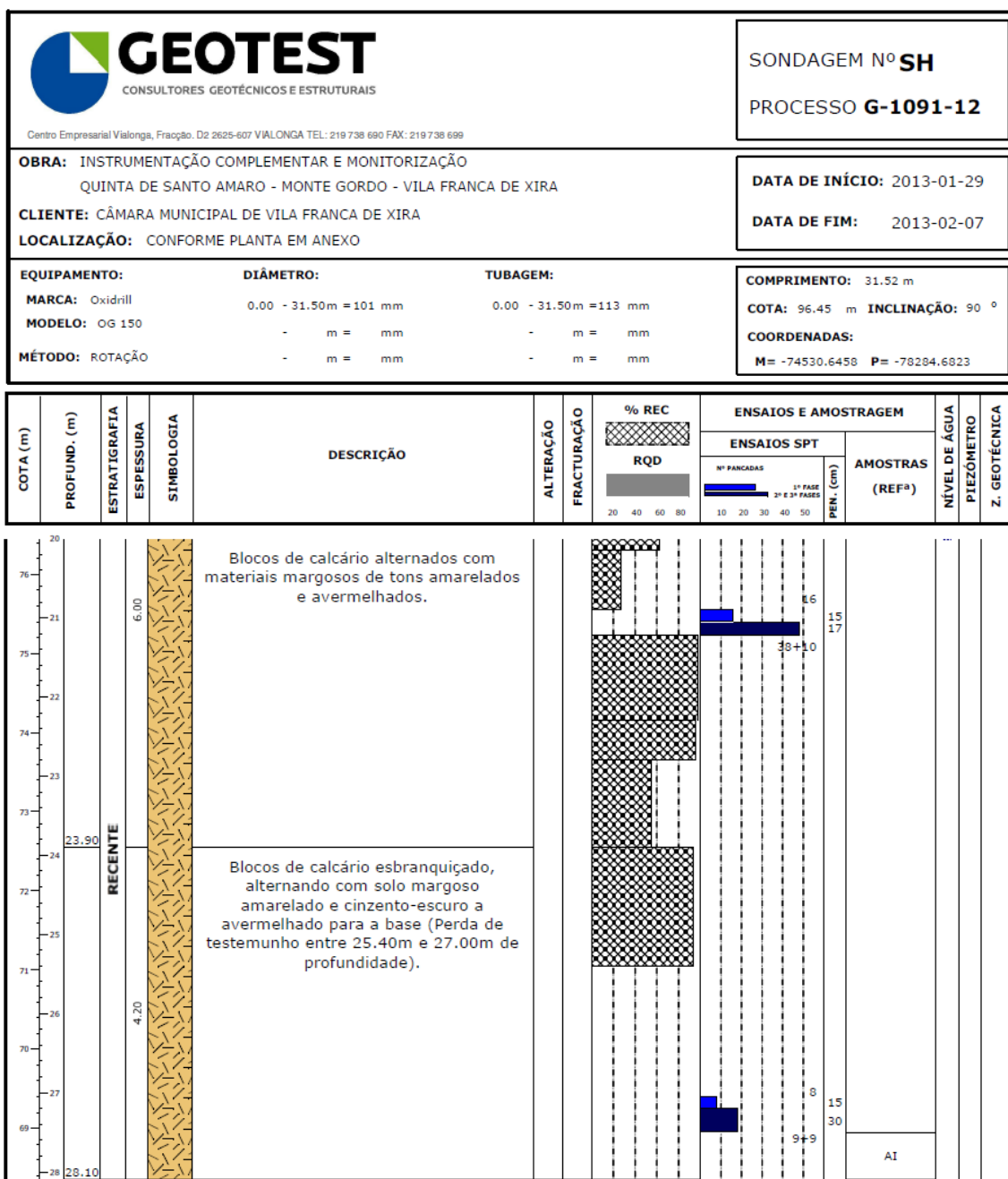


Figura A. 4: Características geotécnicas da Sondagem H à profundidade da amostra indeformada 5089, a 27,45 metros, fornecidas pela empresa Geotest.

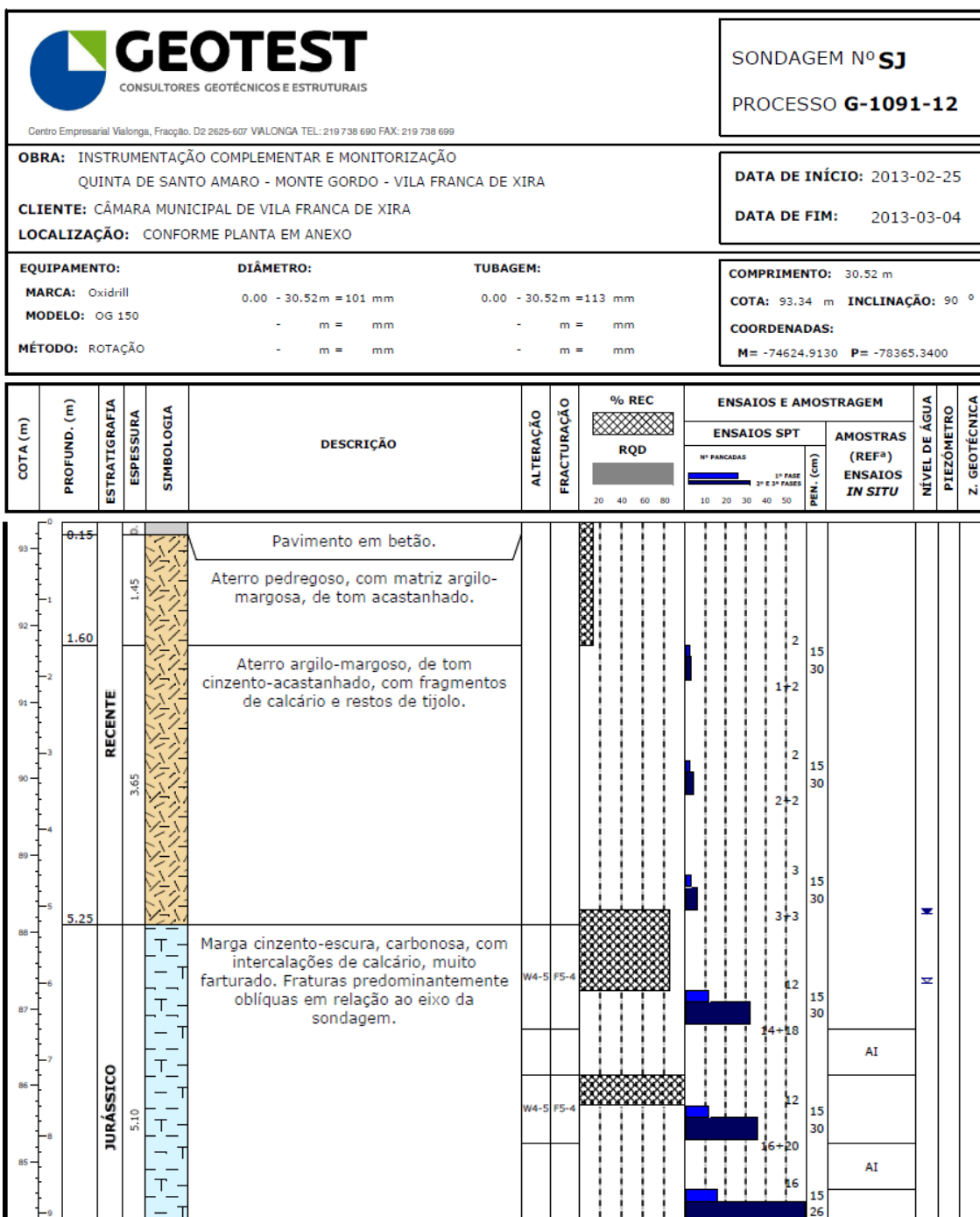


Figura A. 5: Características geotécnicas da Sondagem J à profundidade das amostras indeformadas 5128 e 5129, a 6,6 e 8,1 metros, respetivamente, fornecidas pela empresa Geotest.

Anexo B

B - Método de *Taylor* e Método de *Casagrande*: obtenção do coeficiente de consolidação c_v

B.1 – Método de *Taylor*

O Método de *Taylor* permite determinar o coeficiente de consolidação c_v por um gráfico que relaciona a raiz do tempo \sqrt{t} com os assentamentos Δh resultantes de um ensaio de consolidação. Este parâmetro determina-se através do valor de t_{90} (tempo necessário para que se processe 90% da consolidação) que é obtido a partir do traçado ilustrado na figura B.1.

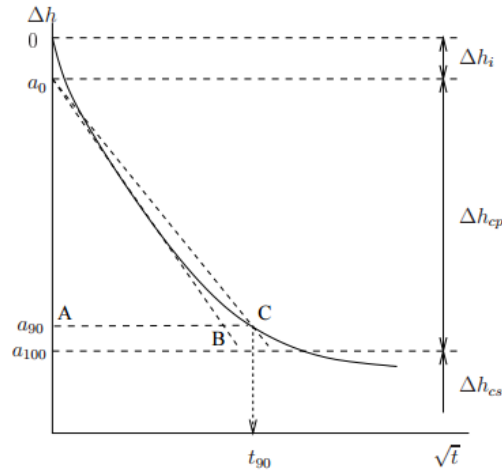


Figura B. 1: Determinação do coeficiente de consolidação pelo método de *Taylor* (Antão, 2012).

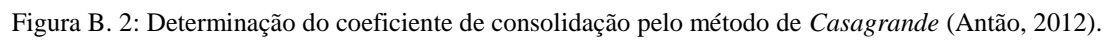
O coeficiente de consolidação é dado por:

$$c_v = \frac{0,848H^2}{t_{90}} \quad (\text{B.1})$$

onde H é a metade da média das espessuras finais da amostra para dois incrementos de carga consecutivos, e para $U=90\%$ o fator tempo T_v é de 0,848.

B.2 – Método de *Casagrande*

O traçado proposto pelo Método de *Casagrande* considera um gráfico que relaciona os assentamentos Δh registados em ensaio com o tempo em escala logarítmica $\log(t)$. O valor de t_{50} (tempo necessário para que se processe 50% da consolidação) é determinado de acordo com o ilustrado na figura B.2.


$$c_v = \frac{0,196H^2}{t_{50}} \quad (\text{B.2})$$

78

Anexo C

C - Especificações dos provetes triaxiais

Tabela C. 1: Dados iniciais dos provetes triaxiais das amostras 5069, 5085, 5088, 5089 e 5129.

Proвете	σ'_c (kPa)	Altura h (cm)	Diâmetro D (cm)	w (%)	e	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)
5069P1	130	14,0	6,9	14,0	0,212	33,36	38,03
5069P2	260	14,0	6,9	18,7	0,621	16,58	19,68
5069P3	520	14,0	6,9	15,6	0,426	18,85	21,79
5085P1	130	13,3	7,0	14,9	0,420	18,86	21,67
5085P2	260	13,4	7,0	14,8	0,448	18,49	21,23
5085P3	520	13,3	7,0	14,9	0,438	18,63	21,41
5088P1	70	12,0	7,2	11,2	0,375	19,76	21,97
5088P2	140	12,7	7,2	8,9	0,456	18,67	20,33
5088P3	210	12,7	7,2	8,9	0,456	18,67	20,33
5089P1	215	9,8	5,83	19,7	0,527	17,66	21,14
5089P2	430	10,05	5,83	21,8	0,566	17,22	20,97
5089P3	645	9,86	5,86	21,7	0,583	17,04	20,74
5129P1	70	10,74	5,8	26,1	0,680	16,11	20,31
5129P3	140	11,22	5,8	17,2	0,462	18,52	21,71
5129P3	280	11,33	5,8	15,6	0,405	19,27	22,28

Tabela C. 2: Variação volumétrica na fase de consolidação dos provetes triaxiais das amostras 5069, 5085, 5088, 5089 e 5129.

Proвете	σ'_c (kPa)	Volume total inicial V (mm ³)	Variação volumétrica na fase de consolidação ΔV_c (mm ³)
5069P1	130	523500	15000
5069P2	260	523500	15000
5069P3	520	523500	15000
5085P1	130	511840	25000
5085P2	260	515690	35000
5085P3	520	511840	45000
5088P1	70	488580	25000
5088P2	140	517080	25000
5088P3	210	517080	25000
5089P1	215	261610	49422
5089P2	430	268280	66418
5089P3	645	265930	79069
5129P1	70	283760	57135
5129P3	140	296440	26878
5129P3	280	299350	27305

Anexo D

D - Determinação do coeficiente de consolidação para os incrementos de carga realizados na fase de consolidação dos provetes 5089P1 e 5089P3

D.1 – Resultados gráficos do provete 5089P1

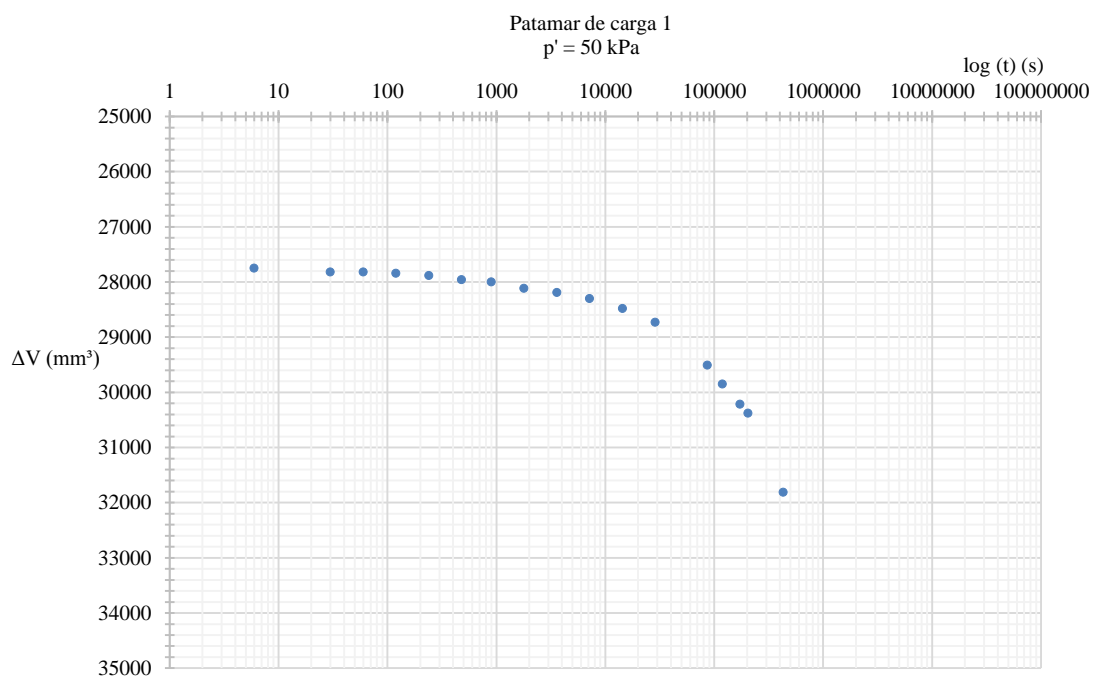
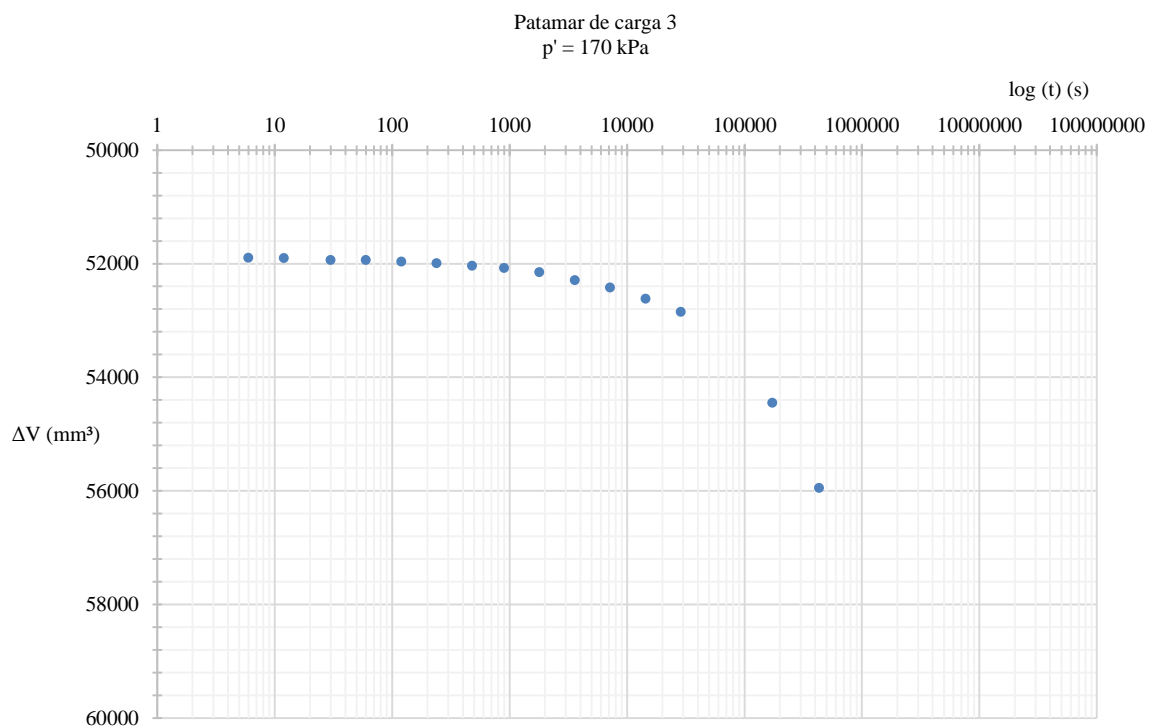
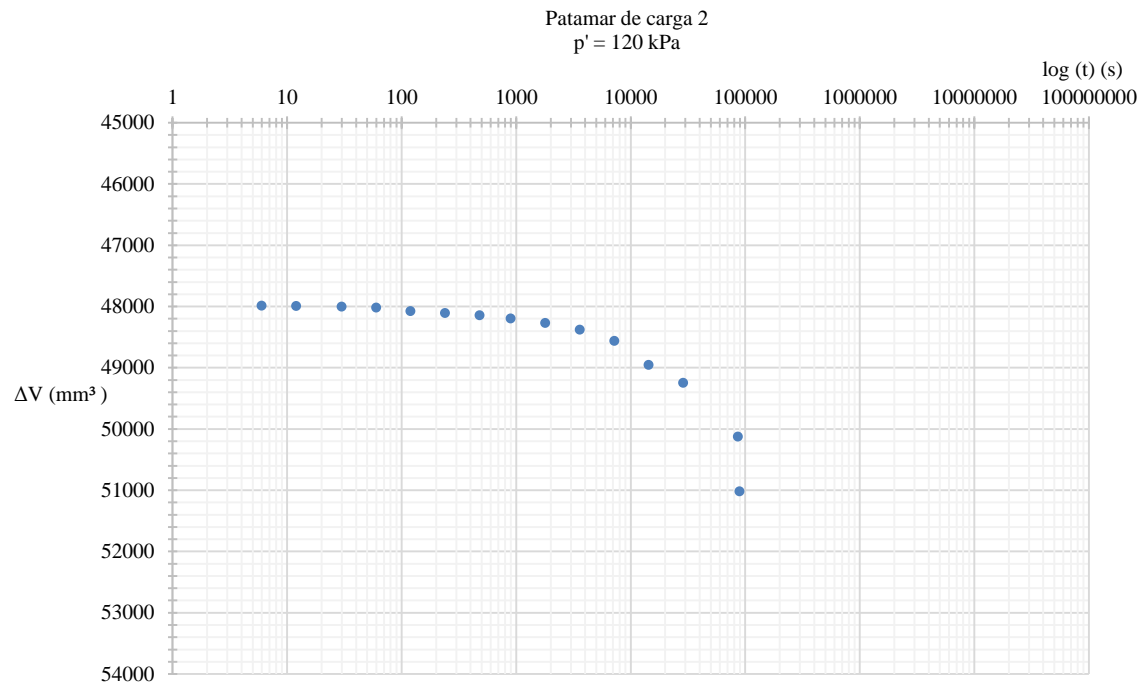


Figura D. 1: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao primeiro patamar de carga com $p' = 50$ kPa, para o provete 5089P1, na fase de consolidação.



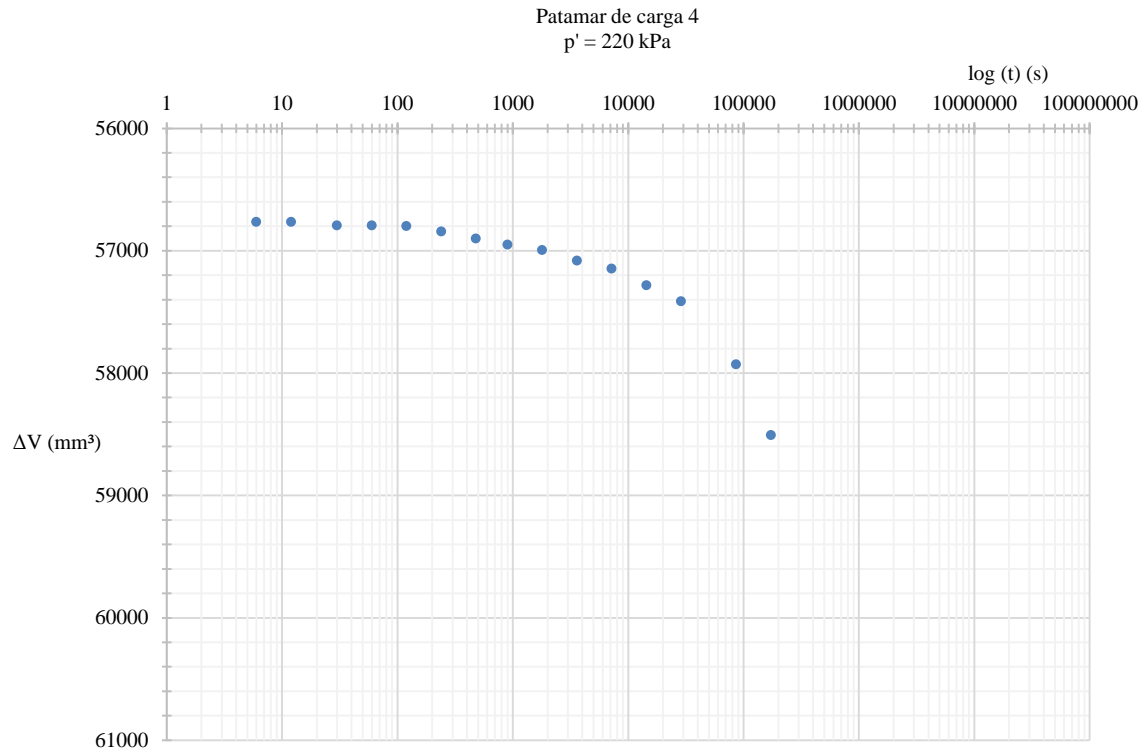


Figura D. 8: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao quarto patamar de carga com $p' = 220 \text{ kPa}$, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.

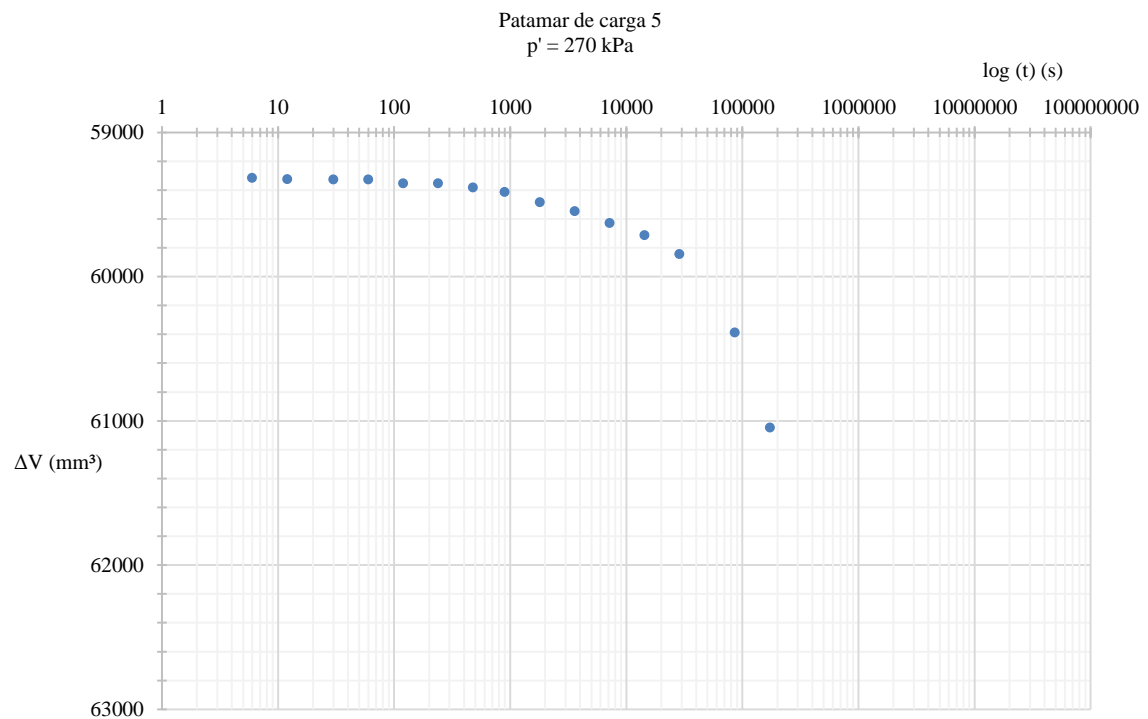


Figura D. 9: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao quinto patamar de carga com $p' = 270 \text{ kPa}$, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.

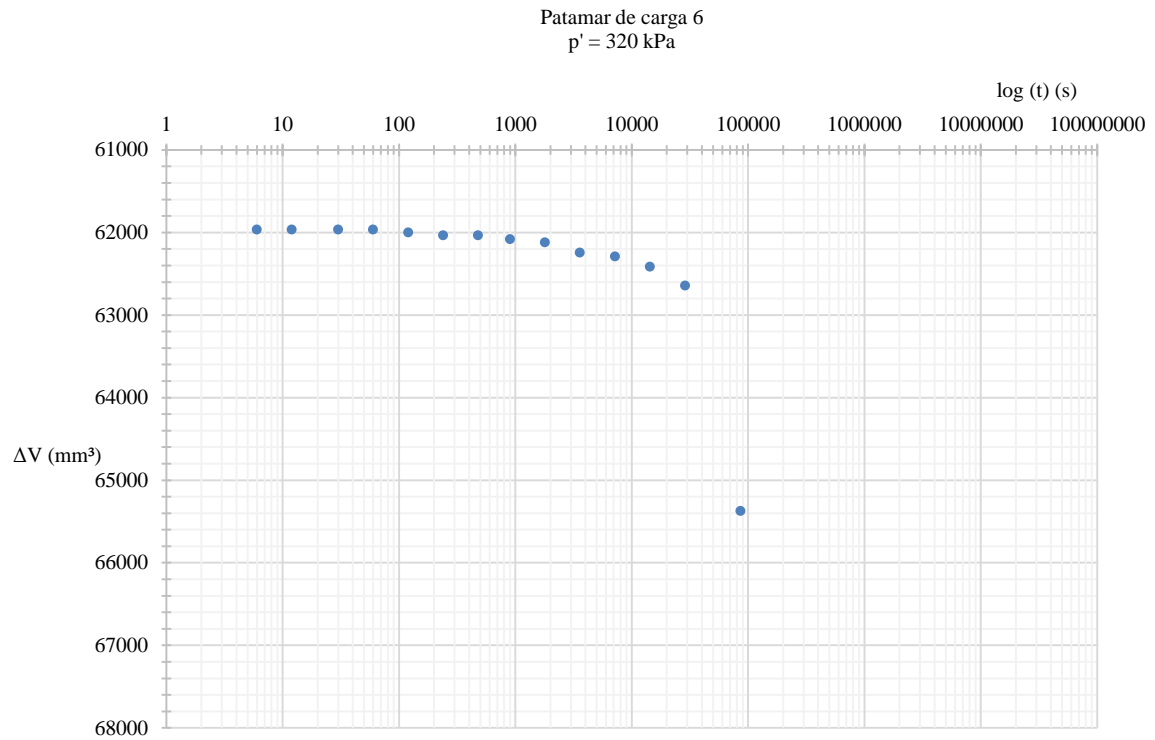


Figura D. 10: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao sexto patamar de carga com $p' = 320 \text{ kPa}$, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.

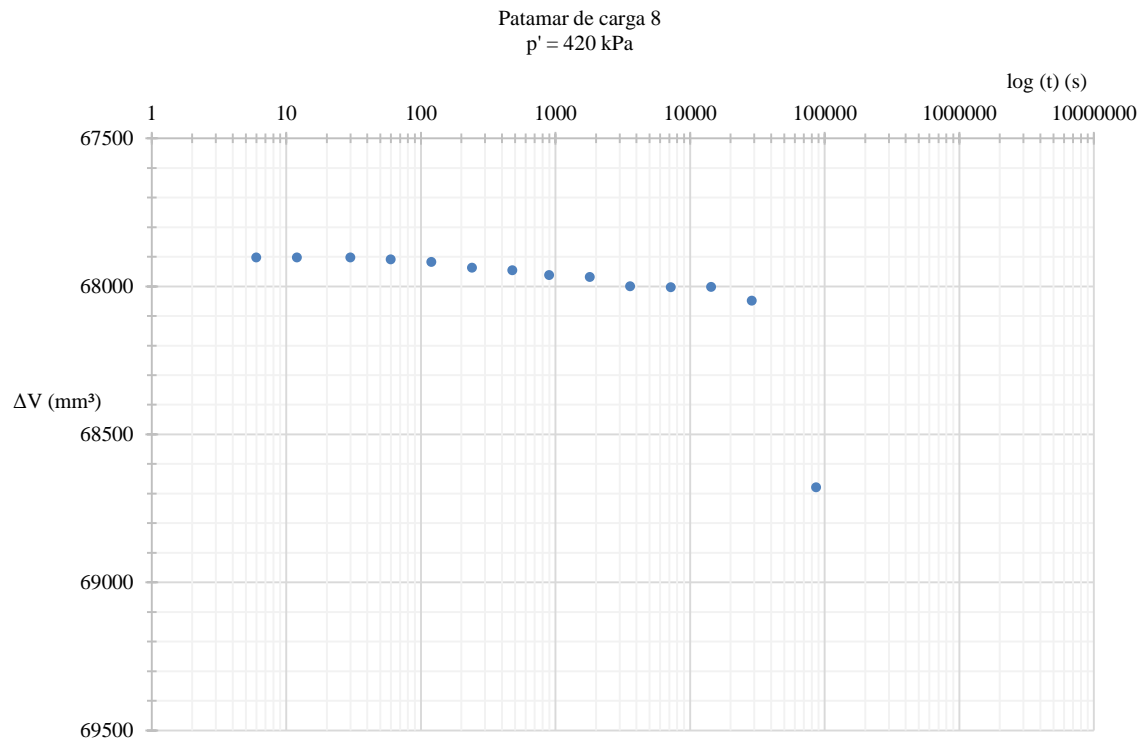


Figura D. 11: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao oitavo patamar de carga com $p' = 420 \text{ kPa}$, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.

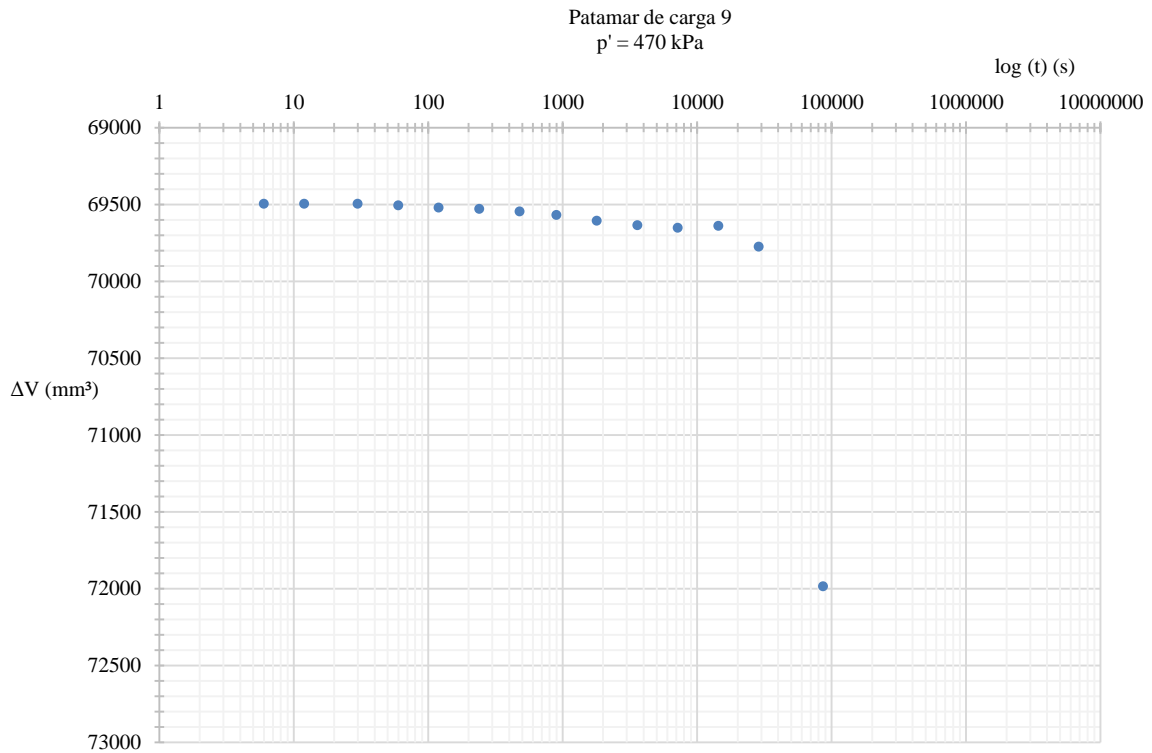


Figura D. 12: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao nono patamar de carga com $p' = 470 \text{ kPa}$, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.

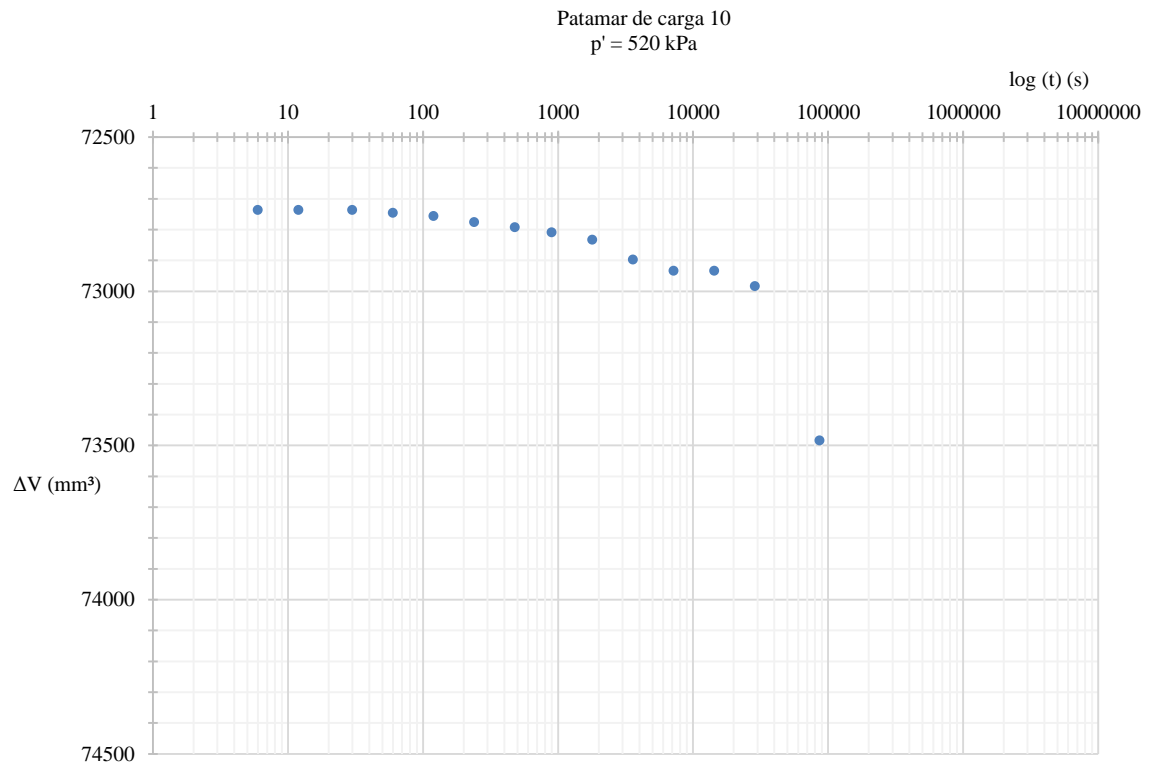


Figura D. 13: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao décimo patamar de carga com $p' = 520 \text{ kPa}$, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.

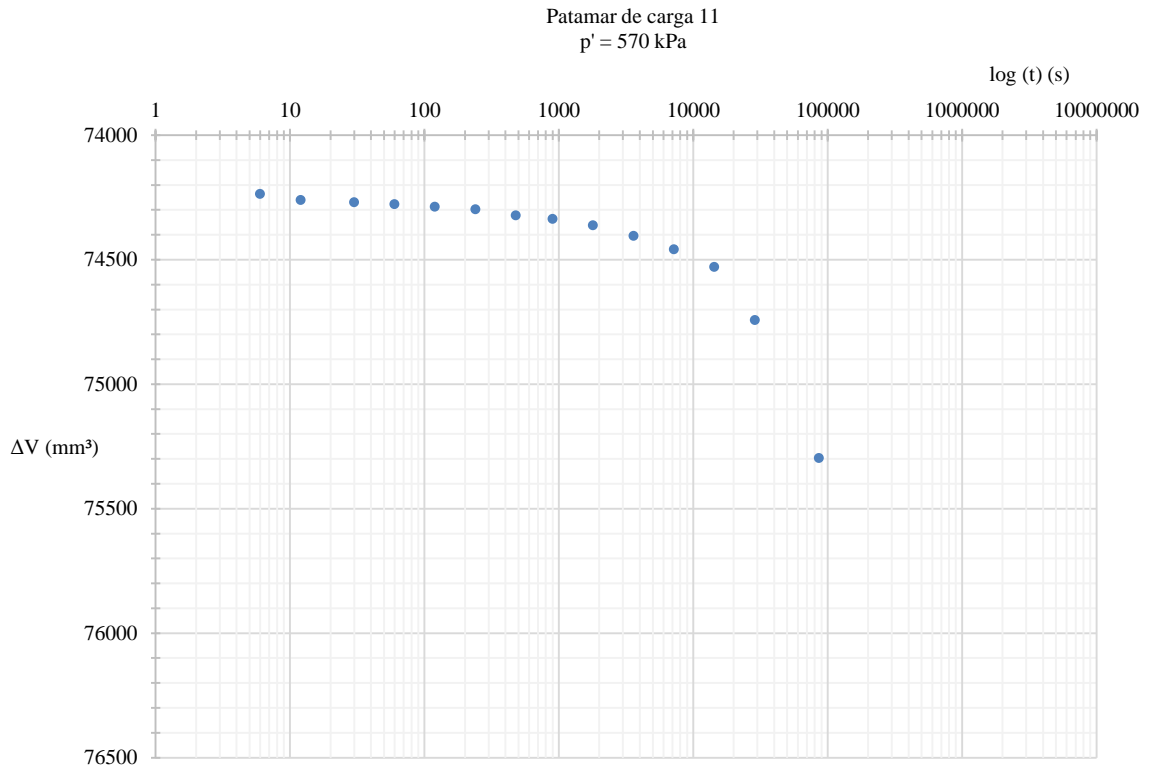


Figura D. 14: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao décimo primeiro patamar de carga com $p' = 570 \text{ kPa}$, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.

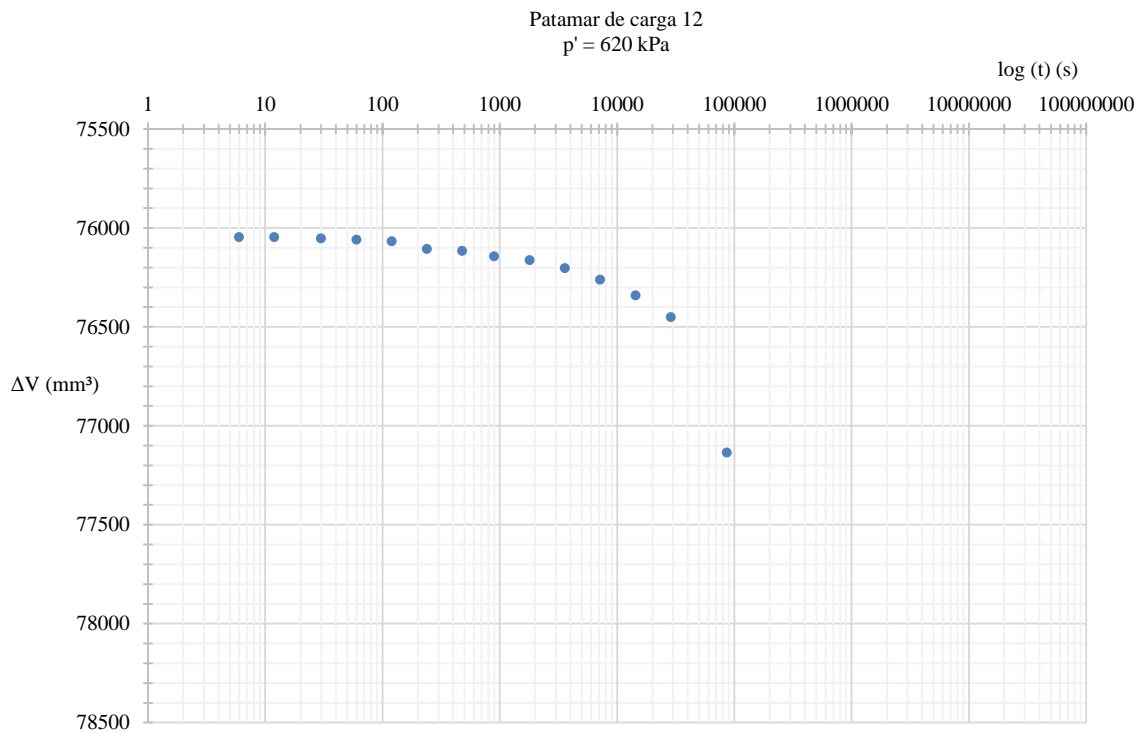


Figura D. 15: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao décimo segundo patamar de carga com $p' = 620 \text{ kPa}$, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.

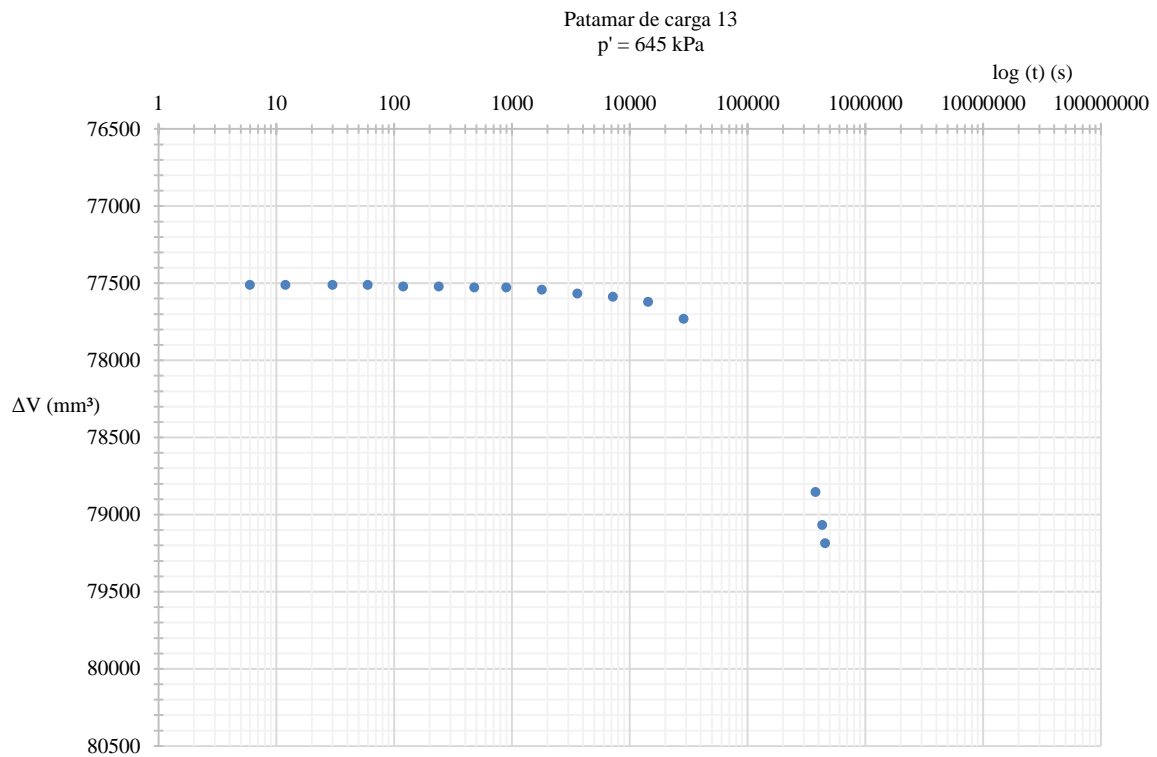


Figura D. 16: Resultado gráfico dos registos das variações volumétricas em função do logaritmo do tempo correspondente ao décimo terceiro patamar de carga com $p' = 645 \text{ kPa}$, para o provete 5089P3, na fase de consolidação.

D.3 – Exemplos da determinação gráfica do coeficiente de consolidação pelo Método de *Casagrande*

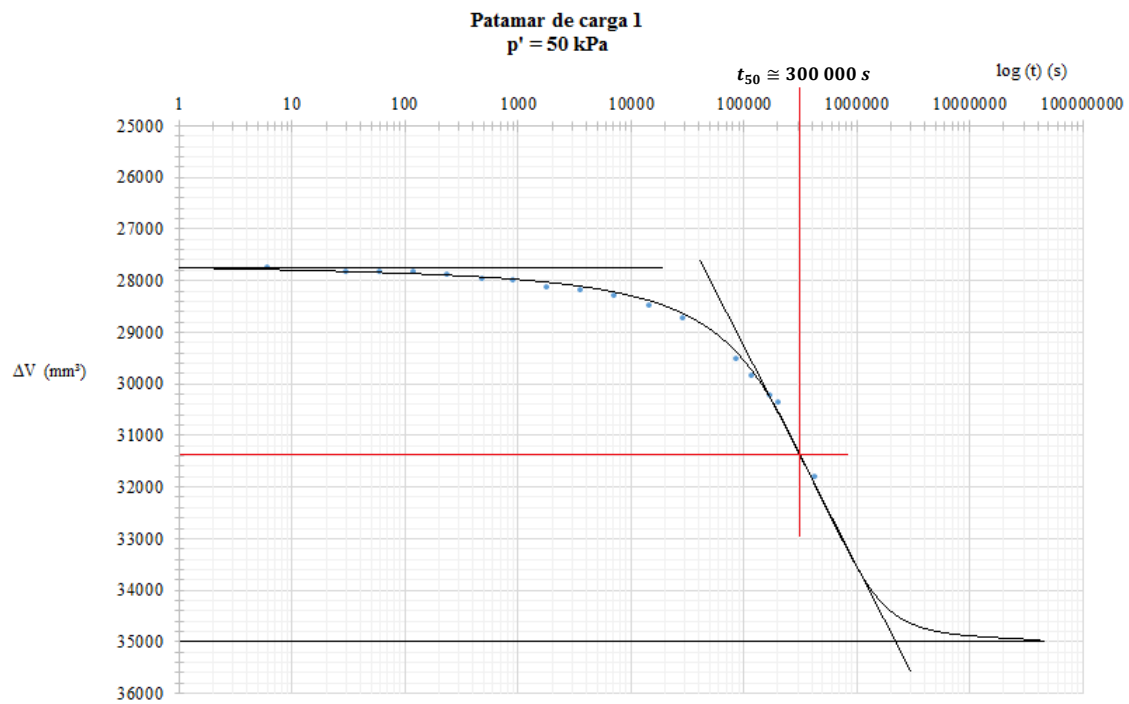


Figura D. 17: Determinação gráfica do coeficiente de consolidação pelo Método de *Casagrande* no primeiro patamar de carga com $p' = 50 \text{ kPa}$ para o provete 5089P1.

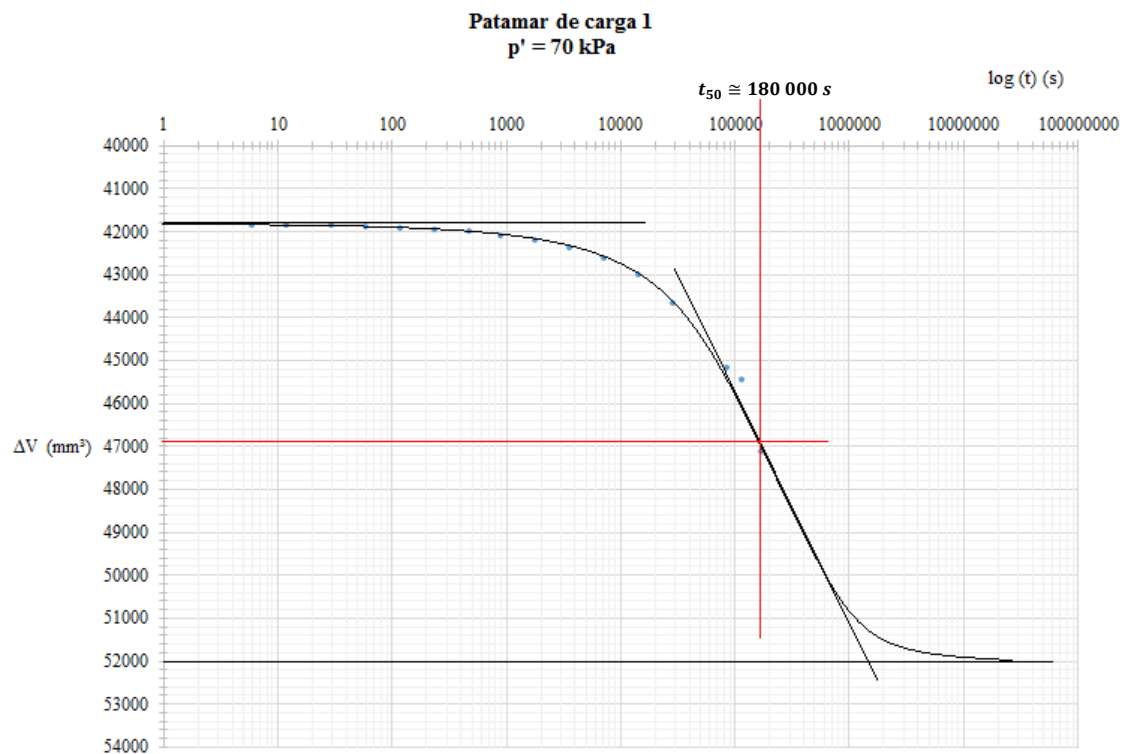


Figura D. 18: Determinação gráfica do coeficiente de consolidação pelo Método de *Casagrande* no primeiro patamar de carga com $p' = 70 \text{ kPa}$ para o provete 5089P3.

